



TITLE:

かぶりコンクリート剥落による第三者損傷防止を目的とした維持管理対策に関する研究(Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

荒木, 弘祐

CITATION:

荒木, 弘祐. かぶりコンクリート剥落による第三者損傷防止を目的とした維持管理対策に関する研究. 京都大学, 2006, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2006-03-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.k12296>

RIGHT:

かぶりコンクリート剥落による
第三者損傷防止を目的とした
維持管理対策に関する研究

2006年3月

荒木 弘祐

かぶりコンクリート剥落による第三者損傷防止を目的とした
維持管理対策に関する研究

目 次

第 1 章 序論	1
1. 1 本研究の背景	1
1. 2 山陽新幹線のコンクリート構造物の現状	2
1. 3 本研究の目的	4
1. 4 本論の構成	4
1. 5 本章の参考文献	5
第 2 章 既往の研究	7
2. 1 はじめに	7
2. 2 鉄筋腐食のメカニズム	8
2. 3 鉄筋腐食を引き起こす劣化要因	10
2. 3. 1 中性化	10
2. 3. 2 内的塩害	11
2. 3. 3 複合劣化	12
2. 3. 4 外的塩害	14
2. 3. 5 その他	15
2. 4 鉄筋腐食に伴うかぶりコンクリートの変状研究	15
2. 4. 1 腐食ひび割れ	15
1) Browne の研究：鉄筋腐食によるひび割れのパターン	15
2) Andrés らの研究：鉄筋腐食長さに関する研究	16
3) Andrade らの研究：電食を用いた鉄筋腐食とひび割れ幅の関係，維持管理方針	17
4) Parrott らの研究：かぶり表面にひび割れが発生する原価断面半径減少量	18
5) Molina らの研究：解析によるかぶりコンクリートのひび割れ発生の研究	18
6) Stroeve らの研究：鉄筋腐食をモデル化した膨張実験	19
7) Padovan らの研究：ひび割れモデル	20
8) Leung の研究：コンクリートの腐食ひび割れ進展	21
9) 田森らの研究：腐食量とひび割れ幅の関係	23
10) 木村らの研究：田森らが提案している式の補正	23
11) 堤らの研究：鉄筋腐食による剥離ひび割れ発生位置	24
12) Qi らの研究：腐食ひび割れ幅から腐食減量を推定	24
13) 角本らの研究：拡張接合要素モデルを用いて腐食ひび割れ発生時の腐食量算出	25
2. 4. 2 鉄筋腐食が構造耐荷力に与える影響	26

1)	腐食した鉄筋の降伏強度残存率	26
2)	腐食した鉄筋の弾性係数	26
3)	腐食した鉄筋の終局ひずみ	27
4)	腐食した鉄筋の付着強度	27
5)	鉄筋腐食に伴う耐荷性およびたわみ性の変化	28
2. 5	腐食確率	30
2. 5. 1	中性化の腐食確率	30
2. 5. 2	塩害の腐食確率	32
2. 6	今後の課題	35
2. 7	本章の参考文献	35
第3章	鉄筋腐食膨張圧のモデル化手法に関する研究	41
3. 1	はじめに	41
3. 2	半径変化量の定義	41
3. 3	半径変化量の換算	42
3. 3. 1	半径変化量から断面半径減少量への換算	43
3. 3. 2	半径変化量から腐食減量への換算	43
3. 4	本章のモデル実験で使用する供試体の作成	44
3. 4. 1	供試体の型枠, 寸法	44
3. 4. 2	コンクリートの打設, および養生方法	45
3. 4. 3	管理供試体の試験結果	46
3. 5	腐食膨張圧のモデル化	46
3. 5. 1	腐食膨張圧再現のモデル化手法の検討	46
3. 5. 2	弾性体方式における均一内圧確認手法	47
3. 5. 3	弾性体方式の内圧, 半径変化量算出方法	49
1)	鉛直応力下の半径変化量(STEP1)	49
2)	外圧下の弾性体の半径変化量(STEP2)	50
3)	鉛直応力下および外圧下の半径変化量, 外圧算定式(STEP3)	51
3. 6	実験方法	52
3. 6. 1	弾性体の作成および設置	52
3. 6. 2	ひずみゲージの貼付	53
3. 6. 3	実験手法	53
3. 6. 4	鉛直荷重と鉛直変位の初期補正	54
3. 6. 5	半径変化量, 内圧への換算	54
3. 7	実験結果および考察	54
3. 7. 1	内圧の均一性	54
3. 7. 2	ひび割れの発生・進展	55

3. 7. 3	半径変化量と内圧の関係	58
3. 7. 4	1 st peak, 2 nd peak 時の内圧	62
3. 7. 5	半径変化量から見たモデル実験手法の妥当性	62
3. 7. 6	厚肉円筒理論を用いた最大内圧式	63
3. 8	本章のまとめ	65
3. 9	本章の参考文献	66
第4章	モデル実験による鉄道高架橋床版部の腐食ひび割れに関する研究	69
4. 1	はじめに	69
4. 2	三次元弾塑性有限要素法による剥離破壊の再現	69
4. 2. 1	解析における腐食膨張圧のモデル化	70
4. 2. 2	鉄道高架橋床版部を模した供試体の寸法および構造	72
4. 2. 3	供試体幅の拡大と鉄筋の有無が破壊形状に与える影響	73
4. 3	三次元効果の定義	75
4. 4	鉄道高架橋床版部の鉄筋腐食を模擬したモデル実験	77
4. 4. 1	鉄道高架橋床版部を模擬した供試体の作成	77
4. 4. 2	載荷試験装置の改良	77
4. 4. 3	弾性体長さの設定・設置	78
4. 4. 4	載荷方法	78
4. 5	実験結果および考察	79
4. 5. 1	破壊形状	79
4. 5. 2	剥離破壊におけるひび割れ進展	80
4. 5. 3	剥離破壊における半径変化量と内圧の関係	81
4. 5. 4	軸方向ひび割れ幅と 0.05 到達点の定義	84
4. 5. 5	軸方向ひび割れと剥離ひび割れの発生順序	84
4. 5. 6	0.05 到達点の半径変化量と内圧	84
1)	かぶりの影響	84
2)	弾性体長さの影響	85
3)	腐食ひび割れ発生時の腐食減量と 0.05 到達点から換算される腐食減量の比較	86
4. 5. 7	剥離ひび割れ観測点の半径変化量	88
1)	剥離ひび割れ観測点の半径変化量	88
2)	剥離倍率の定義	88
3)	剥離倍率の確率統計的処理	90
4)	安全確率を用いた補修優先順位の策定	91
4. 6	本章のまとめ	91
4. 7	本章の参考文献	93

第5章 腐食ひび割れに与える腐食長さの影響に関する研究	95
5. 1 はじめに	95
5. 2 三次元弾塑性有限要素法による解析手法	96
5. 2. 1 解析モデルの設定	96
5. 2. 2 解析における換算半径変化量	96
5. 3 解析結果の考察	98
5. 3. 1 半径変化量と導入内圧の関係	98
5. 3. 2 解析上の最大内圧	99
5. 3. 3 $\pi(L=\infty)$ の算定式	101
5. 4 三次元効果を無視し得る導入長さ	102
5. 4. 1 モデル実験で得られた最大内圧の変動係数	102
5. 4. 2 確率を考慮した三次元効果	103
5. 4. 3 三次元効果を無視し得る導入長さ	104
5. 5 三次元効果を無視し得る導入長さにおけるひび割れ幅と腐食減量	105
5. 5. 1 腐食長さが $2L_{\min}$ を超える場合の考え方	105
5. 5. 2 ひび割れ幅による換算腐食減量の推定式	105
5. 5. 3 $W_{\text{loss}}(C=C)$ の算出式の精度	107
5. 6 本章のまとめ	108
5. 7 本章の参考文献	110
第6章 第三者損傷防止に向けた維持管理手法の策定	111
6. 1 はじめに	111
6. 2 第三者損傷防止の維持管理シナリオを策定する際の留意点	112
6. 3 維持管理手法策定の前提条件	113
6. 3. 1 破壊形状と対象構造物	113
6. 3. 2 剥落の危険性を示す指標	114
6. 3. 3 腐食減量、断面半径減少量の半径変化量への変換	114
6. 3. 4 変状面積率の定義	115
6. 4 剥離ひび割れ予測曲線策定方法	116
6. 4. 1 剥落ひび割れ予測曲線算出の基本フロー	116
1) ステップ A：事前準備	117
2) ステップ B：実測変状面積率を算出	118
3) ステップ C：設定変状面積率を設定	118
4) ステップ D：実測ひび割れ幅から推定腐食減量を算出	118
5) ステップ E：0.05 到達点の推定腐食減量の算出	118
6) ステップ F：設定ひび割れ幅に対応する推定腐食減量を算出	118
7) ステップ G：推定される鉄筋腐食開始時期	118

8)	ステップ H：推定腐食減量の換算	119
9)	ステップ I：剥離倍率の算出	119
10)	ステップ J：推定腐食速度の算出	119
11)	ステップ K：鉄筋腐食開始からの経過時間を算出	120
12)	ステップ L：安全確率の算出	120
13)	ステップ M：構造物建設時からの経過時間を算出	120
6.4.2	腐食ひび割れ幅を用いた剥離ひび割れ予測曲線	121
6.4.3	変状面積率を用いた剥離ひび割れ予測曲線	122
6.5	剥離ひび割れ予測曲線算出に必要な各種推定式	123
6.5.1	腐食減量推定式	123
1)	実構造物の概要	123
2)	検証方法	125
2-1)	変状面積率から算出した推定腐食減量	125
2-2)	推定腐食速度から算出した推定腐食減量	126
3)	腐食減量推定式の検証	127
6.5.2	腐食速度推定式	128
1)	中性化の場合	128
2)	内的塩害の場合	128
3)	複合劣化の場合	129
4)	外的塩害の場合	129
6.5.3	腐食開始時期推定式	129
1)	中性化の腐食開始時期	130
2)	複合劣化の腐食速度変化時期	130
3)	外的塩害の腐食開始時期	130
6.6	剥離ひび割れ予測曲線算出シミュレーション	131
6.6.1	鉄筋腐食モデル	131
6.6.2	シミュレーションの前提条件	131
6.6.3	シミュレーション結果	133
1)	かぶりの影響に対する考察	133
2)	劣化要因の影響に対する考察	135
3)	今回のシミュレーション諸元による維持管理方針の策定	137
6.7	剥離ひび割れ予測曲線の修正	138
6.7.1	剥離ひび割れ予測曲線に影響を与える因子	138
6.7.2	剥離ひび割れ予測曲線の修正方法	140
1)	腐食減量推定式の修正	140
2)	腐食速度推定式の修正	141
6.8	点検結果を用いた予測	141

6. 9	本章のまとめ	142
6. 10	本章の参考文献	144
第7章 本論の結論と提言, および今後の課題		147
7. 1	本論の結論	147
7. 2	提言	149
7. 3	今後の課題	151
7. 4	本章の参考文献	152
	謝辞	153

第1章 序論

1. 1 本研究の背景

1960年代から1980年代にかけて日本は高度経済成長期を迎えた。この時代に、土木分野では、道路、鉄道、上下水道、電力といった生活のインフラが急速に整備された。コンクリートが建設材料として、この整備に大きな寄与をしてきたことは言うまでもない。コンクリート技術はこの大量建設時代のさまざまなニーズに合わせて発達し、コンクリートプラントやポンプ車による施工技術が飛躍的に向上した¹⁾。建設現場ではそれまでの風景が大きく変化してきた。

鉄筋とコンクリートを組み合わせた鉄筋コンクリート構造は、実によく出来た構造であるといえる。力学的な面で言えば、引張に強い鉄筋を引張応力が卓越する箇所に配置し、逆に圧縮に強いコンクリートを圧縮側に配置する構造とすることで、両者の利点を最大限に引き出した構造だからである¹⁾。また、耐久性の面でも優れているといえる。鉄は錆びるという劣化を引き起こす。しかし、鉄筋がコンクリート内部に埋設されていることで、錆から防護され、長期的な耐久性を持つ¹⁾。一昔前までは、鉄筋コンクリート構造は半永久的な構造物であると信じられていた²⁾。事実、鉄道構造物で最初に建設された鉄筋コンクリート構造である島田川橋梁(スパン 1.86m のアーチ橋)は、1904年に建設されておよそ100年経過した今でも大きな変状は無く、列車荷重を支え続けている³⁾。

高度経済成長期はコンクリート技術に関して大きな発展をもたらした。一方、その時代背景から思わぬ弊害も引き起こした。社会的背景から、この時代に建設されたコンクリート構造物の中には、建設速度、材料、施工技術に関して、求められる性能を満足することが不可能な場合があり、構造物として完成したものの、不幸なことに、耐久性に関しては、十分な構造物とはなり得なかったものが存在する⁴⁾。たとえば、建設速度で言えば、早期脱型の影響によるコンクリート表面のひび割れやポーラス化、また、材料で言えば、反応性骨材の使用や、細骨材に除塩が不十分な海砂が使用されたことが原因でコンクリート中の塩化物イオン量が多いもの、さらに施工技術で言えば、コンクリート打設中の加水により、設計よりも水セメント比が大きなコンクリートが使用されている場合さえあった⁵⁾。このような構造物では、コンクリート表面の早期劣化や、劣化因子の侵入により、建設されてからわずか数年でかぶり表面にひび割れや、剥落などの変状が見られ、大きな社会問題となった⁴⁾。

これら、耐久性に優れていない構造物の今後のあり方として、一つには造りかえるという考え方もある。さらに進歩し続けている現在の高い技術を用いることで、現在その構造物が保有している安全性能、耐久性能をはるかに上回る構造物に更新することも可能であろう。しかし、高度に成長した社会の中で、道路や鉄道といった線上の構造物を大規模で更新するということは、少なくとも現段階では不可能に近い。遠い将来、交通システムの変化に伴い、これら構造物が無用のものとなるまでは、社会交通に携わる責務として、その機能を維持し、使い続けることが必要となるであろう。現代の日本は、少子高齢化を迎え、右肩上がりの経

済成長は望めない状況にある。社会インフラに関しては、すでにスクラップアンドビルドの時代からメンテナンスの時代へ変わりつつある。これまでの社会基盤整備において建設された多くの構造物は、自分たちの時代がその構造物を利用して満足するだけでなく、われわれの子孫の代においても、現在の姿のままで引き継ぐことが求められている。

これまで述べたように、コンクリート技術は、造る技術と同等に、維持管理する技術^{6, 7)}が求められてきている。維持管理の技術はここ数年で目覚ましい進歩を遂げているといえるが、未だ造る技術ほど成熟してきているとは言い難い面がある。特に、点検方法や劣化予測、構造物の耐力評価の面では、現在も発展途上の技術であるといえる^{6, 7)}。構造物の劣化は今も進行していることを考えれば、維持管理技術はすでに「待ったなし」の状態になっているといえよう。多くの研究者が維持管理技術の構築に携わり、また、さらにその歩速を増すことが求められている。

1. 2 山陽新幹線のコンクリート構造物の現状

西日本旅客鉄道株式会社が保有するコンクリート構造物の代表として、山陽新幹線があげられる。山陽新幹線は高度経済成長期の真っ只中である 1960 年代半ばから 1970 年代半ばにかけて構築された総延長 551km、設計速度 300km/h の高速鉄道である。構造物分類で見ると、トンネル 280km、高架橋 153km、橋梁 48km、であり、盛土を代表とするその他構造物は 70km である。コンクリート構造物は総延長に対して、実に 9 割弱を占めている。

山陽新幹線では、1999 年 6 月に福岡トンネル(小倉～博多)および、10 月に北九州トンネル(小倉～博多)において、覆工コンクリートの一部が剥落する事故が発生した。また、同時期に高架橋においてもコンクリート片が落下する事故が続いた。これを契機として、1999 年～2000 年にかけて、山陽新幹線コンクリート構造物の健全性を維持していくための方策を得ることを目的に、国土交通省(旧運輸省)の主導のもと(財)鉄道総合技術研究所に「山陽新幹線コンクリート構造物検討委員会(委員長：長瀧重義新潟大学教授)」(以下「検討委員会」という)を設置し検討してきた。この検討委員会では、山陽新幹線の高架橋等鉄筋コンクリート構造物の基本データを収集することを目的として、山陽新幹線高架橋等総合診断(以下「総合診断」という)が行われている。本章では、既報⁸⁾を参照し、その概要を説明し、山陽新幹線のコンクリート構造物の現状とする。

総合診断の結果の中から部位毎の鉄筋腐食度⁹⁾を図 1.2.1

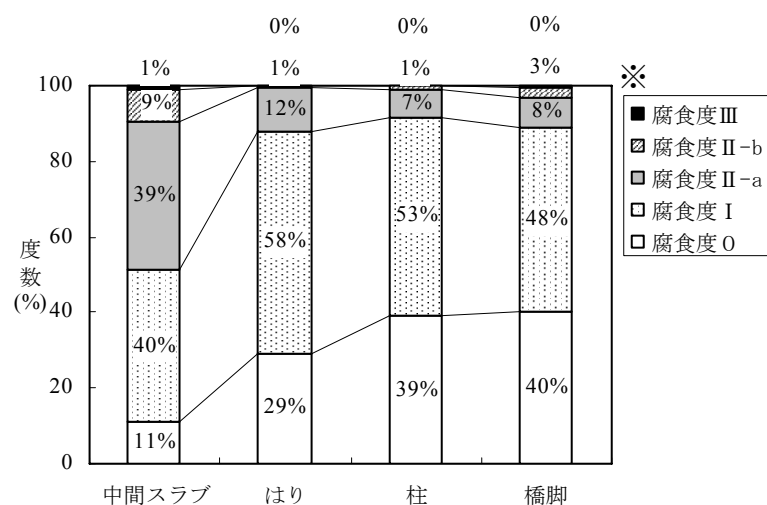


図 1.2.1 部位毎の鉄筋腐食度調査結果⁸⁾

※腐食程度が進むにつれ、腐食度 0～Ⅲ

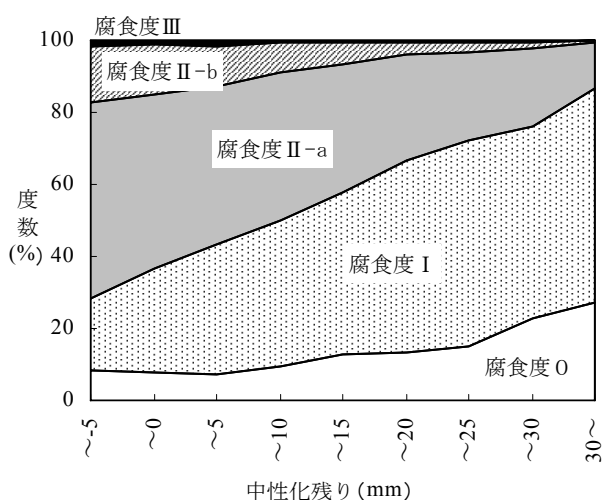


図 1.2.2 中性化残りと鉄筋腐食度の関係⁸⁾

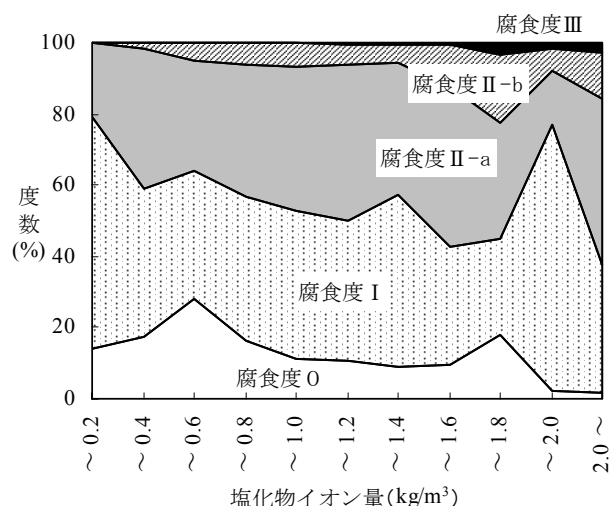


図 1.2.3 塩化物イオン量と鉄筋腐食度の関係⁸⁾

に示す。図 1.2.1 を見ると、他部位と比べると、中間スラブ(床版部)の鉄筋腐食度が比較的大きいことがわかる。床版部は他部位と比べるとかぶりが小さいため、既報⁸⁾では中性化の影響を受けて腐食が先行したためと推測している。

次に、中性化残りと鉄筋腐食度の関係を図 1.2.2 に示す。中性化残りが大きくなるにつれて、軽微な腐食である腐食度 I が増加する傾向が見られる⁸⁾。図 1.2.2 から、中性化残りが鉄筋腐食度推定を目安となる可能性がある。

塩化物イオン量と鉄筋腐食度の関係を図 1.2.3 に示す。既報⁸⁾では、塩化物イオン量が増大するにつれて腐食度が大きな割合が大きくなる傾向が若干見られるとある⁸⁾。図 1.2.2 と図 1.2.3 を比較すれば、山陽新幹線の劣化原因は主に中性化であり、中性化による鉄筋腐食を塩化物イオンが加速させている可能性が指摘できる。

最後に、中性化残り別の塩化物イオン量と鉄筋腐食度の関係を図 1.2.4 a), b), c)に示す。塩化物イオン量 $0.5 \sim 1.2 \text{ kg/m}^3$ において、中性化残り 5mm 以下であれば腐食度 II-a 以上の度数は 71%，中性化残りが 5mm 以上、15mm 以下であれば 58%，中性化残りが 15mm 以上であ

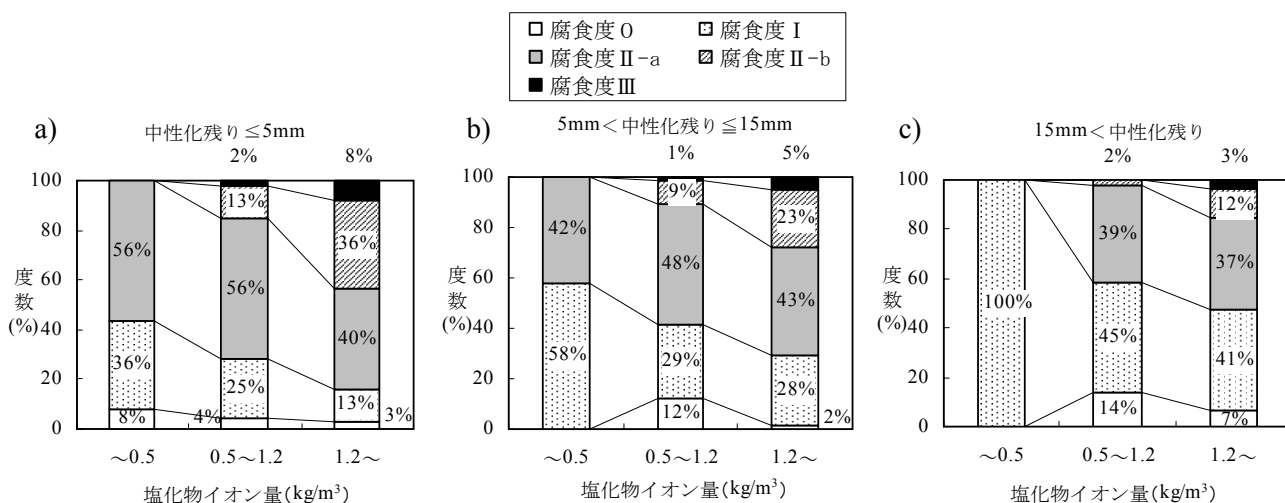


図 1.2.4 中性化残り別の塩化物イオン量と鉄筋腐食度の関係⁸⁾

れば41%と、中性化残り15mmを境にして腐食度Ⅱ-a以上の鉄筋が調査数の半数を超える結果となった。

以上の結果を元に、検討委員会では、山陽新幹線の劣化は主に中性化であり、建設時に混入した塩化物イオンが鉄筋腐食を後押しする、すなわち、中性化と塩害の複合劣化であると判断されること、中性化残りが15mm以下となった時点で腐食した鉄筋が増加することから、山陽新幹線における複合劣化の判断基準として中性化残り15mmを提言している⁹⁾。

1. 3 本研究の目的

コンクリート構造物の維持管理技術には構造物の現状把握だけでなく、将来の劣化予測が必要である。また、建設時の情報や建設されてから現在までの使用状況は、維持管理する上で非常に有用な情報を提供する。このように、構造物の維持管理技術に必要な情報は多岐にわたり、またそれら情報による技術判断も建設技術以上に難しい場合もある。

維持管理において構造物の安全性能・使用性能の劣化予測をすることは最も重要な技術である。その構造物の主目的である安全・使用性能を確保できなければ、人々の利便性だけでなく、最悪の場合、人命にも影響を与えうるからである。しかし、今日では、構造物に要求される性能は安全・使用性能だけでなく、第三者影響や美観・景観、およびそれらの耐久性も求められるようになってきている⁶⁾。これら性能は、直接その構造物の安全・使用性能に影響を与えることはないが、その構造物を利用する人々の満足を拡大するために必要な性能である。維持管理者には安全・使用性能と同様に、それ以外の性能についても維持、アップグレードしていくことが求められている。

安全・使用性能に関しては、世界中で多くの研究者が研究を行っているが、第三者影響に関する研究はそれほど多いとはいえない状況にある。第三者影響に含まれる第三者損傷は、現在、その防止に維持管理者が頭を悩ませているところであるが、そのメカニズムに加え、定量的な把握が難しく、大きな成果を挙げているとは言えない。特に、鉄筋腐食に伴う構造物のかぶりコンクリート脱落メカニズムは、維持管理のシナリオ¹⁰⁾を描く上で重要なファクターでありながら、その研究はほとんど進んでおらず、技術的には未だ発展途上であり、今後さらに研究を進める必要がある。

本論では、構造物に求められる性能の一つである第三者影響の中に分類される第三者損傷について、鉄筋腐食に伴うかぶりコンクリート脱落の予測手法の開発を目的とする。この目的のため、鉄筋腐食を模擬した実験を行うこととした。しかし、短期間で鉄筋腐食を精度よく模擬できる実験手法そのものが確立されていないことから、まずは、モデル化手法そのものの開発に取り組んだ。次に、開発したモデル化手法を利用して、鉄道高架橋床版部を模擬した供試体を作成し、様々な試験結果を得た。最後にこれら試験結果を元に、第三者損傷防止についてのシナリオ構築手法の提案と、実構造物におけるシミュレーションを行った。

1. 4 本論の構成

本論はかぶりコンクリートの脱落予測の中で、鉄筋腐食を起因とする剥離破壊現象のメカ

ニズム把握を目的として行った一連の研究をまとめたもので、以下のように全 7 章で構成される。

- 第1章 序論
- 第2章 既往の研究
- 第3章 鉄筋腐食膨張圧のモデル化手法に関する研究
- 第4章 モデル実験による鉄道高架橋床版部の腐食ひび割れに関する研究
- 第5章 腐食ひび割れに与える腐食長さの影響に関する研究
- 第6章 第三者損傷防止に向けた維持管理手法の策定
- 第7章 本論の結論と提言、および今後の課題

第 1 章は、コンクリート構造物の維持管理の重要性と西日本旅客鉄道株式会社のコンクリート構造物の現状、および本論の目的について述べている。

第 2 章は、鉄筋腐食のメカニズムと鉄筋腐食に伴うかぶりコンクリートの破壊メカニズムについて、これまで行われてきた既往の研究を紹介し、これら既往の研究を整理し、今後の課題について述べている。

第 3 章は、鉄筋腐食をモデル化する手法として、腐食膨張圧に着目し、腐食膨張圧をモデル化する手法の開発に取り組んだ経緯とその結果、および実際の鉄筋腐食との整合性について述べている。

第 4 章では、第 3 章で開発した腐食膨張圧モデル化手法をさらに発展させ、鉄道高架橋床版部を模擬した供試体を作成し、この実験結果から得られた結果について記述した。

第 5 章では、第 4 章で見られた三次元効果について有限要素法と実験結果を比較し、三次元効果を無視し得る腐食長さの提案を行っている。

第 6 章では、第 3 章、第 4 章、第 5 章で得られた結果を元に、第三者損傷防止に向けた維持管理手法の策定手法について述べている。この中で、実構造物から得られた測定値を元に提案した維持管理手法の妥当性について検討をしている。

第 7 章では、第 3 章～第 6 章までで得られた結論を整理し、維持管理方針の策定に関する提言を行い、また、一連の研究において得られた今後の課題を述べている。

1. 5 本章の参考文献

- 1) コンクリート便覧改訂編集委員会：コンクリート便覧[第二版]，日本コンクリート工学会，1996. 2.
- 2) 小林 一輔・小林 豊治：鉄筋腐食の診断，コンクリート構造物の耐久性診断シリーズ 3，森北出版，1993. 5.
- 3) 鳥取 誠一：鉄筋腐食に関する暴露試験等に基づいたコンクリート構造物の劣化予測，京都大学大学院博士論文，2003. 3.

- 4) 小林 一輔：コンクリート構造物の早期劣化と耐久性診断，コンクリート構造物の耐久性診断シリーズ 1，森北出版，1991. 7.
- 5) 松田 好史・垣尾 徹・北後 征雄・十河 茂幸・小林 茂広・宮川 豊章：鉄道コンクリート構造物の適正な維持管理(JR 山陽新幹線における維持・補修技術の現状と課題を巡る)，日刊建設工業新聞社，2004. 9.
- 6) 土木学会コンクリート委員会：コンクリート標準示方書[維持管理編]，土木学会，2001. 1.
- 7) 日本コンクリート工学協会：コンクリート診断技術'01 基礎編，日本コンクリート工学協会，2001. 3.
- 8) 荒巻 智・垣尾 徹：山陽新幹線コンクリート構造物の総合診断結果，複合劣化コンクリート構造物の評価と維持管理計画に関するシンポジウム論文集，コンクリート工学協会，79-82，2001.
- 9) 西日本旅客鉄道株式会社：コンクリート構造物補修の手引き，西日本旅客鉄道株式会社鉄道本部施設部土木課技術基準，2005. 11.
- 10) 宮川 豊章：リハビリテーションのすすめーコンクリート構造物のシナリオ・デザイナー，コンクリート工学，Vol.36，No.7，4-5，1998. 7.

第2章 既往の研究

2. 1 はじめに

鉄筋コンクリート構造物は、本来適切に設計され、適切な施工が行われれば高耐久性を有する構造物である¹⁾。しかし、適切に設計されたとしても、材料の入手、施工時間などに様々な制約条件が存在すれば、十分な耐久性を持った構造物を構築することは困難となってくる²⁾。1970年代の大量建設時代においては、急速に社会インフラの整備が進められたが、一方で、建設の際の制約条件が厳しく、十分な耐久性を持ち得なかった構造物が存在する³⁾。これら構造物は建設されてから数年でコンクリート表面にひび割れや剥落などの変状が発生し、現在では構造物の維持管理者の頭を悩ませる事態となっている。

コンクリート構造物の劣化は、大きく分けるとコンクリート母体の劣化とコンクリート内部の鉄筋の劣化に分けられる¹⁾。コンクリート母体の劣化とは、コンクリートが収縮あるいは膨張、溶脱、磨耗することにより、コンクリートにひび割れを生じたり、断面積が減少する現象を言う。コンクリート内部の鉄筋の劣化は鉄筋が錆びる(以下、鉄筋腐食と呼ぶ)ことにより、鉄筋の機械的物性値が低下することや、鉄筋腐食に伴いコンクリートにひび割れを生じる現象を言う。コンクリート母体の劣化も、鉄筋腐食による劣化も、コンクリート構造物の耐荷性能に影響を与えるだけでなく、美観上の問題や、コンクリートのかぶり部分の一部が落下し、第三者に損害を与える現象(以下、第三者損傷と呼ぶ)を引き起こす。この大別した二つの劣化は、各々個別に進行するのではなく、相互に作用しながら劣化を促進させることもある⁴⁾。

維持管理標準⁵⁾ではコンクリート構造物の劣化過程を、潜伏期、進展期、加速期、劣化期の4つに分類している。鉄筋腐食が劣化の主要因である場合は、劣化過程は下記のように定義される。

潜伏期： 構造物が建設されてから劣化要因が鉄筋付近に到達するまでの期間を示す。

進展期： 劣化要因により鉄筋腐食が開始してから、かぶり表面にひび割れが生じるまでの期間を示す。

加速期： かぶり表面にひび割れが生じ、劣化要因の侵入速度が大きくなり、急激に鉄筋腐食が進む期間を示す。

劣化期： 鉄筋腐食により構造物耐力が低下し始める経年以降を示す。

これまでの既往の研究で、潜伏期、進展期のメカニズムについては概ね明らかとなってきたが、加速期、劣化期については研究事例も少なく、これからの課題も多い¹⁾。

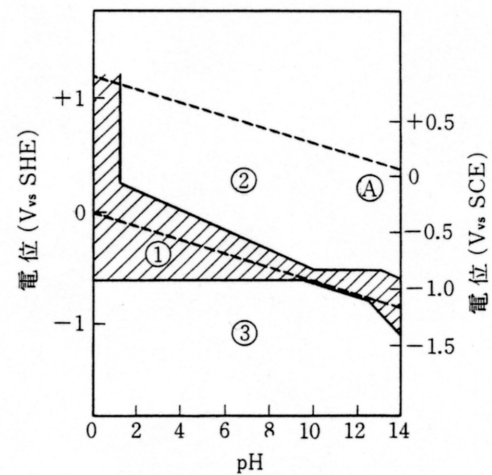
本論では、上記で説明したコンクリート構造物の劣化の中で、鉄筋腐食による劣化を取り扱う。本章では、既往の研究で明らかとなってきた鉄筋腐食のメカニズムと、鉄筋腐食を引き起こす劣化要因の特性について簡単に述べる。次に、既往の研究で報告されている鉄

筋腐食に伴って生じるかぶりコンクリートの変状研究の紹介を行い、これが構造部材の耐荷性能に与える影響について述べる。最後に、既往の研究で得られた知見を整理し、今後の課題について述べる。

2. 2 鉄筋腐食のメカニズム

コンクリートは連続した毛細管空隙を持つ多孔質材料であり¹⁾、この空隙は多くの場合、pH 約 12.5 のアルカリ溶液⁶⁾で満たされている。このアルカリ溶液中では、図 2.2.1 に示すように、コンクリート中の鋼材表面は不動態化し、不動態皮膜と呼ばれる 20~60 Å 厚の水和酸化物($\gamma\text{-Fe}_2\text{O}_3 \cdot n\text{H}_2\text{O}$)からなる薄い酸化皮膜を形成し、腐食から保護されている⁷⁾。不動態のメカニズムについては現在まだ完全に明確になっているとはいえないが、大略は次のように説明できる⁸⁾。不動態は、一般に、まず鋼材表面に酸素が化学吸着し、さらに緻密な酸化物層が生じることによって厚さ 3nm 程度の不動態皮膜ができることが特徴である。コンクリートの場合は沈殿物層等により層厚は非常に大きくなっている可能性が高い。しかし、アルカリ成分の溶出や中性化によってコンクリートのアルカリ度が低下したり、あるいはコンクリート中に有害成分が混入・侵入すると鉄筋は活性状態となり腐食しやすくなる。代表的な有害物質として、塩化物イオン(Cl^-)がある。塩化物イオンは不動態皮膜の弱点に吸着し、皮膜を局部的に破壊するので、鉄筋表面に孔食(図 2.2.2)を引き起こす原因となる。

活性状態にある鉄筋は水と溶存酸素の作用によって腐食を引き起こす。この時、鉄筋表面では鉄がイオン化するアノード反応(酸化反応： $\text{Fe} \rightarrow \text{Fe}^{2+} + 2\text{e}^-$)と酸素が還元するカソード反応(還元反応： $4\text{e}^- + \text{O}_2 + 2\text{H}_2\text{O} \rightarrow 4\text{OH}^-$)とが同時進行する。図 2.2.3 に、鋼材の腐食反応の模式図を示す。腐食の全反応は、両反応を組み合わせた反応となり、水酸化第一鉄($\text{Fe}(\text{OH})_2$)が鉄表面に析出する。この腐食反



- ①全面腐食 ②不動態
③不活性(=電気防食)

図 2.2.1 鉄の電位-pH 図⁸⁾
(塩分を含まない場合)

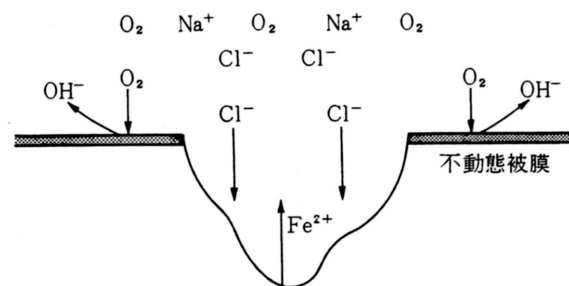


図 2.2.2 孔食の機構⁸⁾

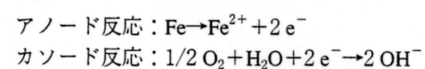
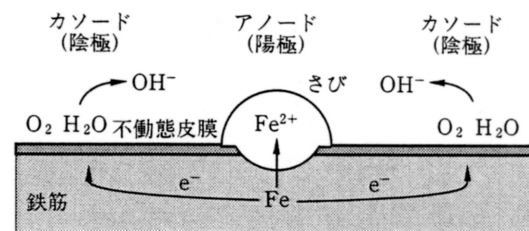


図 2.2.3 鋼材の腐食反応の模式図¹⁾

応によって生成された水酸化第一鉄は、溶存酸素によってすぐに酸化されて、水酸化第二鉄($\text{Fe}(\text{OH})_2$)となる。水酸化第二鉄は水分を失い、環境条件により様々な錆形態となる。酸化が十分進んだ状態では、 δ - FeOOH (褐色)、 α - FeOOH (黄色)、 γ - FeOOH (橙色)が観察される。また、塩分の共存化では β - FeOOH (淡褐色～白色)が生成されることもある^{1, 52)}。

鉄筋の腐食条件と考えられる錆の推定を表 2.2.1 に示す。鉄錆はその体積を膨張させるため、鉄筋とコンクリート界面に鉄筋腐食により膨張圧(以下、腐食膨張圧と呼ぶ)が生じる。鉄の体積と膨張倍率を表 2.2.2⁹⁾に示す。表 2.2.2 は腐食生成物の元素分析から求めた膨張倍率であるため、腐食膨張圧の反力として存在するかぶりコンクリートの拘束圧が存在する下での体積膨張倍率ではない。拘束力が存在する環境下で鉄の体積膨張倍率を研究した例¹⁰⁾もあるが、データ数が少ない。これら研究の成果を受けて、既往の研究では鉄の膨張倍率を 2.5 倍⁸⁾と設定している研究が多い。

鉄筋のある表面で不動態皮膜が破壊され、腐食反応が生じると、不動態が存在している部分(健全部)と腐食反応を生じている部分(腐食部)でカソード、アノード反応が別々に行われ、腐食電池⁷⁾を形成する。この際、健全部と腐食部の距離によって腐食機構が分類され、距離の比較的小さいものをミクロセル腐食、距離の比較的大きいものをマクロセル腐食という⁸⁾。ミクロセル腐食が生じると鉄全面が腐食する全面腐食と呼ばれる腐食形態となる。マクロセル腐食は鉄筋表面にマクロ的な不均一がある場合に生じ、局部的に腐食が進行する。

コンクリートの場合、不均一性の原因は大きく分類して、濃淡電池⁷⁾、活性-不動態電池¹¹⁾が考えられる。濃淡電池は、コンクリート中において、アルカリ濃度あるいは酸素濃度が部分的に異なる場合に生じ、これら濃度が低い箇所の鋼材がアノードとなり、濃度の高い箇所の鋼材がカソードとなって濃淡電池を形成し、アノード部の鋼材の腐食が促進される電池形態である。海洋環境化のコンクリート中では、塩化物イオンあるいは酸素による濃淡電池が発生することが考えられる。また、活性-不動態電池はコンクリート中の鋼材の一部がコンクリートで被覆されない裸鋼として存在する場合に生じる。このような電池は数百 mV の

表 2.2.1 鉄腐食条件と考えられる錆の推定¹⁾

鉄筋の腐食条件	生成の可能性の強い錆
中性化したコンクリート	Fe_3O_4 , 無定形オキシ水酸化鉄
塩化物を含むコンクリート	Fe_3O_4 , α - FeOOH , 無定形オキシ水酸化鉄 (中性化も進行しているとき β - FeOOH)
剥離やひび割れによる鉄筋の露出部	γ - FeOOH , α - FeOOH (塩化物が存在下で β - FeOOH)

表 2.2.2 鉄錆の種類とその性質⁹⁾

化合物	色 調	密 度 (g/cm^3)	体積膨張率 ^{*)}	鉄錆の成分(%)	
				SO_4^{2-} 支配	Cl^- 支配
$\text{Fe}(\text{OH})_2$	白～淡緑	3.40	3.7		
FeO	黒	5.9	1.7		
Fe_2O_3	黒	5.2	2.1	0～20	10～85
α - FeOOH	褐～黄	3.3～4.3	3.8～2.9	30～65	15～80
β - FeOOH	淡褐～白	3.0	4.2	0	<30
γ - FeOOH	オレンジ	4.1	3.0	20～30	0～10
δ - FeOOH	褐	3.95(4.32)	3.2(2.9)		
α - Fe_2O_3	赤褐～黒	5.2	2.2		
γ - Fe_2O_3	褐	4.88	2.3		
緑錆 I 緑錆 II	緑 緑	緑錆 I の生成には Cl^- の共存が必要 緑錆 II の生成には SO_4^{2-} の共存が必要			
無定形な錆物質 (非晶質錆)	(褐)	大気腐食さび層に含まれ、X 線的にブロードな回折図形を与える鉄化合物。無定形オキシ水酸化鉄 $\text{FeO}_x(\text{OH})_{1-2x}$ であると推定される。			

*) 筆者が密度と分子量を用いて計算で求めた値

大きな電位差を生じるので、裸部の鋼材は激しい腐食を引き起こす。

2. 3 鉄筋腐食を引き起こす劣化要因

2. 3. 1 中性化^{1, 12, 45, 46, 47)}

中性化は、大気中の二酸化炭素がコンクリート内に侵入し炭酸化反応を起こすことによって細孔溶液の pH が 10 以下に低下する現象である。2. 2 で示したように、コンクリート中の鉄筋は、高アルカリ環境下では不動態皮膜により防錆されているが、中性化により pH が 11 以下となると不動態が破壊され、酸素と水分が周囲に存在すれば鉄筋は活性化する。

コンクリートの高いアルカリ性は主に水酸化カルシウムの存在による。すなわち、水酸化カルシウム量が多いほど中性化の進行は抑制されることになる。混和材として使用されるフライアッシュ、高炉スラグ微粉末、シリカフュームはセメントから供給される水酸化カルシウムと反応し水和が進行する。このため、結合材として普通セメントのみを用いた場合と比較すると、混和材を用いた場合は単位体積中の水酸化カルシウム生成量が減少するため、中性化の抑制に対して不利となる場合がある。しかし、水酸化カルシウムが減少するということは、混和材の水和が進行し細孔組織が緻密化していることであるため、二酸化炭素の浸透の面で言えば中性化速度の低減に有効である。このように、混和材の水和の進行は中性化に対する抵抗性に関しては有利・不利の両面を持ち、中性化速度はそのバランスによって決定される。中性化のメカニズムは複雑な化学式で示されるが、ここでは pH 低下に寄与する下記の式を紹介する。



水酸化カルシウムは pH が 12～13 の高アルカリ性を示すが、炭酸カルシウムとなった部分の pH は 8.5～10 まで低下する。図 2.2.1 に示したように、pH が低下すると鉄は一般に活性領域となることから鉄筋が腐食する。中性化深さは、一般的にはフェノールフタレイン法によって判断される。フェノールフタレイン法による中性化深さの測定では、pH8.2～10 以下の未着色部分が中性化と判断される。鉄腐食は pH11 以下で開始することから、鉄筋の腐食可能範囲は中性化部分より若干内部まで存在することになる。

コンクリート内部の鉄筋腐食の活性状態は、かぶりから、フェノールフタレイン法によって測定された中性化深さを差し引いた中性化残りで判断できる。塩分を含まないコンクリートでは中性化残りが 8mm 程度となった時点で鉄筋が腐食し始めると言われている¹³⁾。高橋の報告では中性化残りが 0～4mm 程度で腐食が開始するとしている⁵¹⁾。維持管理標準⁵⁾では、中性化による鉄筋の活性状態の判断基準として、中性化残り 10mm とされている。また、北後の報告¹⁴⁾によれば、鉄道構造物の調査結果を見ると、中性化残りが 7.5mm～10mm 程度となると鉄筋の腐食速度が増加する傾向を示している。ここから、本論では中性化による鉄筋腐食の開始時期は中性化残りが 10mm 程度となった時点とする。なお、コンクリート中に塩

分を含む中性化については、複合劣化で紹介する。

2. 3. 2 内的塩害^{1, 8, 15, 46, 47)}

塩害とは塩化物イオンが鉄筋近傍に存在することで、鉄筋の不動態皮膜が破壊され、鉄筋腐食が活性化する現象を示す。本論では、建設時点からコンクリートに塩化物イオンが相当量含まれており、この塩化物イオンにより鉄筋が腐食する場合を内的塩害と定義する。

1970年代の大量建設時代には大量のインフラが整備されたが、一方でセメント、骨材、鉄筋、技術者の不足を招いた²⁾。骨材の不足は主に河川砂資源の乏しい近畿以西では深刻であったことから、細骨材として海砂を用いるようになった。1970年代半ばには、細骨材の8割以上を海砂に頼るようになったと言われている。海砂は、十分に除塩して使用すれば、強度・耐久性に関して問題ない。しかし、当時の建設速度に除塩対策が追いつかず、多くの海砂が未洗浄のまま用いられた時代があった。

除塩対策を十分に行わなかった海砂は、塩化物イオン(Cl^-)を含んでいる。鳥取¹⁶⁾の試算によれば、除塩を全く行わなかった場合、建設時点で混入される塩化物イオン量(以下、初期塩化物イオン量と呼ぶ)はコンクリート単位体積重量あたり $0.73 \sim 1.46 \text{ kg/m}^3$ である。この初期塩化物イオンによりコンクリート中の鉄筋の不動態皮膜が破壊され、鉄筋腐食は活性状態となる。

塩化物イオンによる不動態皮膜の破壊メカニズムは諸説あり、不動態皮膜が形成される過程と同様、不明な点もある。推定される破壊メカニズムの一つは化学吸着していると考えられる酸素原子あるいは水分中に塩化物イオンが割り込み、**図 2.3.1**のように特異吸着を起こし、この部分での皮膜の破壊が生じるというものである。

不動態皮膜が破壊される塩化物イオン量はまだ世界的一致を見ていない。一般にセメント重量の0.4%までがフリーデル氏塩として固定され、腐食とは無関係の形になるとされている。しかし、フリーデル氏塩は常に安定しているとは限らないとの報告が存在する⁸⁾ことや、脱塩不能になるまで脱塩処理を行ってもコンクリート中に0.4%以上の塩化物イオンが残留するとの報告^{17, 18)}も有ることから、セメント量の0.4%のみが固定されるとも言い切れないようである。大即ら¹⁹⁾の実験結果では、コンクリート単位体積重量に対して $0.75 \sim 2.25 \text{ kg/m}^3$ の初期塩化物イオン量があれば、

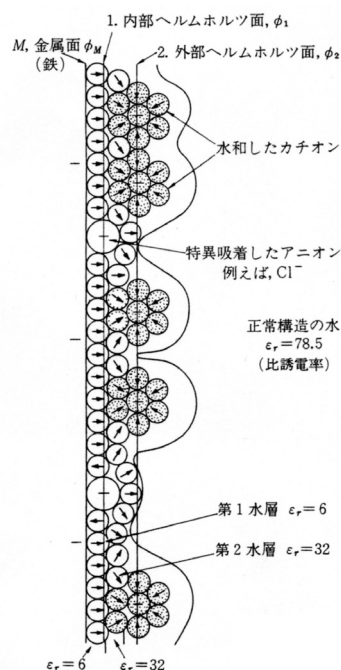


図 2.3.1 特異吸着⁸⁾

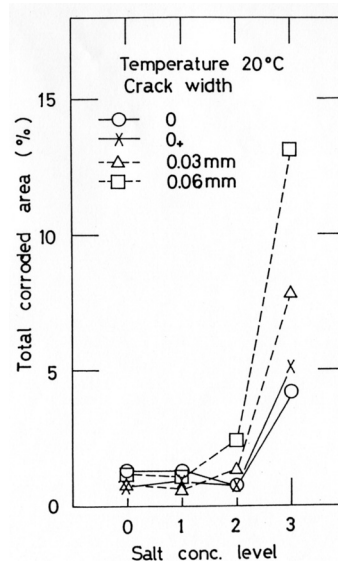


図 2.3.2 宮川の実験結果²⁰⁾

鉄筋は活性化すると報告している。また、宮川²⁰⁾の研究では、図 2.3.2 に示すように、コンクリート単位体積重量に対して $1.2 \sim 2.5 \text{ kg/m}^3$ の初期塩化物イオン量があれば、鉄筋の発錆面積率が增大するとの報告もある。一般的な普通コンクリートでは単位セメント量が 300 kg/m^3 程度であることを勘案すると、セメント量の 0.4% はコンクリート単位体積重量に対して 1.2 kg/m^3 となることや、様々な研究結果を取りまとめたコンクリート標準示方書[施工編]²¹⁾では、鉄筋の発錆限界塩化物イオン量を 1.2 kg/m^3 と規定していることを準用し、本論では塩害による発錆限界量として 1.2 kg/m^3 と設定する。

2. 3. 3 複合劣化^{1, 4, 46, 47, 63)}

複合劣化とは複数の劣化作用が複合して生じるコンクリートの劣化を示す。例えば、中性化と塩害の複合劣化^{63, 65, 66, 67)}や、アルカリ骨材反応と塩害の複合劣化⁶⁴⁾などであり、さらに二つ以上の複合劣化も考えられる。

複合劣化の生じ方には様々なパターンがある。劣化要因の複合時期についてみれば、図 2.3.3(a)のように、同時に複数の劣化症状が表れる場合や、(b)のように、時間をおいて他の劣化症状が表れる場合などが想定される。さらに、劣化症状の進行速度についてみれば、図 2.3.4(a)のように単独劣化の場合とほぼ同じ劣化速度で進行する複合劣化もあれば、(b)のように単独劣化よりも速い劣化速度で進行する複合劣化もある。既往の研究では、複合劣化の種類を、時系列や因果関係から整理し、複合劣化を独立的複合劣化、相乗的複合劣化、因果的複合劣化の 3 つに分類している。

独立的複合劣化は、劣化作用は同時に生じるが、劣化作用間の相乗効果は生じず、劣化症状の進行速度も単独劣化の場合と同程度であるような複合劣化である。したがって、独立的複合劣化が生じたとしても、それほど深刻な問題は発生せず、それぞれの劣化作用に対する軽減対策やそれぞれの劣化症状に応じた補修・補強を施せば、複合劣化の進行を制御可能であり、構造物の性能回復を図ることができる。

相乗的複合劣化とは、劣化作用同士の相乗効果または劣化過程における相乗効果によって、劣化過程または劣化症状の進行速度が単独劣化の場合よりも加速されるような複合劣化である。相乗的複合劣化の場合、複数の劣化作用が重複して働き、劣化症状も重複して表れることが多い。例えば、中性化と内的塩害の複合劣化では、図 2.3.5 に示すように、中性化することにより固定化された塩化物イオン量が遊離、移動、濃縮され、鉄筋腐食を加速する形態となる。この腐食速度は中性化、内的塩害の腐食速度よりも大きく、激しい腐食を引き起こす

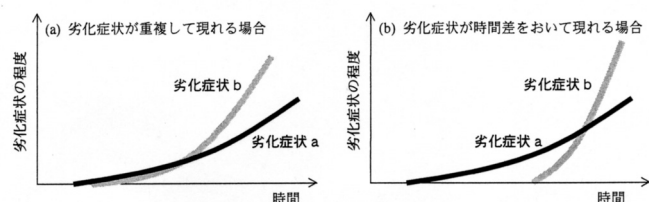


図 2.3.3 劣化症状の複合時期⁴⁾

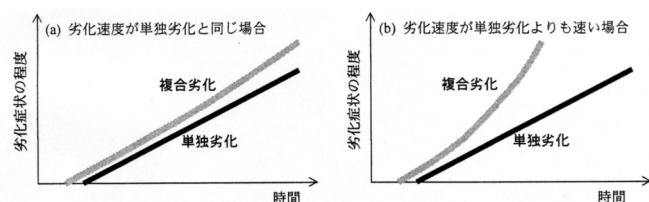


図 2.3.4 劣化症状の複合時期⁴⁾

ことが知られている。したがって、中性化深さや、初期塩化物イオン量だけではこの現象を把握することができないことから、相乗的複合劣化として取り扱うことが必要である。

因果的複合劣化とは、一方の劣化過程における現象が他方の劣化作用を実効的にするような複合劣化、すなわち、一方の劣化症状が表れたとして他方の劣化過程における現象を促進してしまうような複合劣化である。因果的複合劣化の場合は、一方の劣化作用が先行し、他方の劣化作用が時間差をおいて働き始めるのが通常であり、劣化症状も時間差をおいて表れる。例えば、中性化と内的塩害の場合は、固定化された塩化物イオンが遊離する際に、二酸化炭素を放出するため、中性化が促進されると言われている⁶⁾。このため、塩化物イオンが中性化を促進させる結果となり、因果的複合劣化とも言える。

相乗的複合劣化、因果的複合劣化においては、一般的に劣化速度が大きくなり、劣化症状も重くなりがちである。したがって、両劣化の場合は劣化調査段階で複合劣化であることを認識できないと、講じる対策の効果が十分に発揮されなかったり、かえって逆効果となってしまうことにもなりかねない。また、相乗的複合劣化なのか、因果的複合劣化なのかを判別することも適切な対策を講じる上では重要であり、さらに因果的複合劣化については、一方の劣

化過程または劣化症状と他方の劣化作用または劣化過程との因果関係を特定することが、合理的・経済的・効果的な劣化対策を選定するための必須条件となる。

複合劣化はその組合せが多いため、本論では中性化と内的塩害の複合劣化について取り扱う。以降、単に複合劣化と言え、中性化と内的塩害の劣化を示す。複合劣化の鉄筋腐食の開始時期については、維持管理標準では中性化残り 20mm で鉄筋腐食が開始した報告¹³⁾を参考に、安全側として中性化残り 25mm となった時点としている⁵⁾。北後¹⁴⁾は鉄道構造

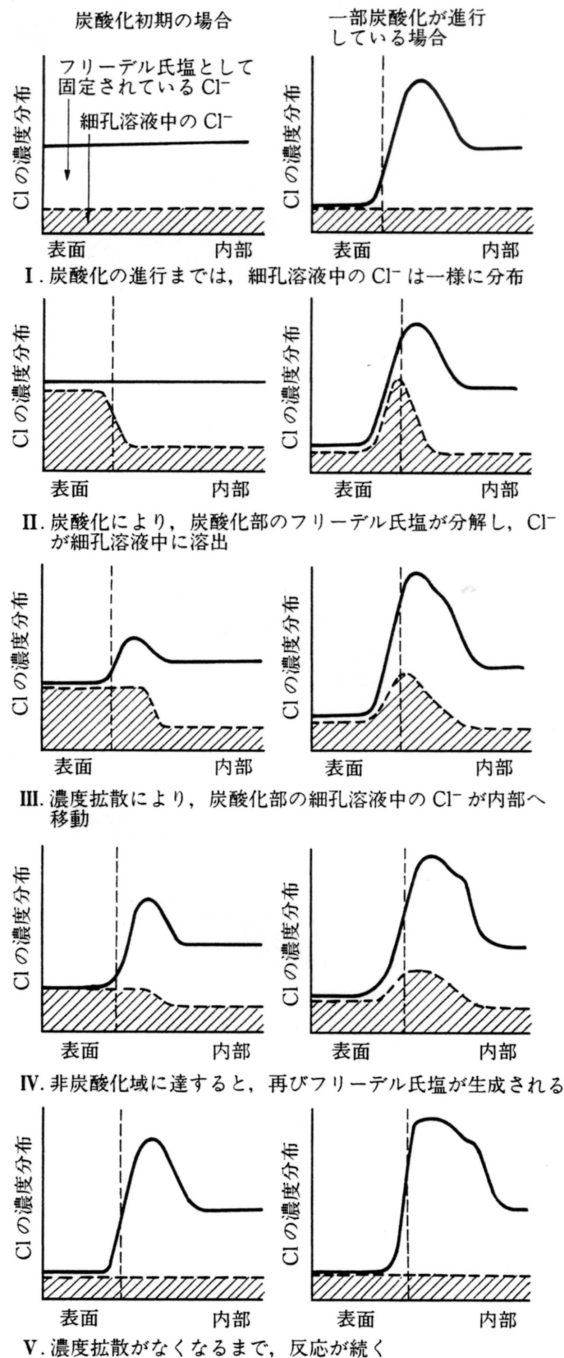


図 2.3.5 塩化物イオンの濃縮現象概念図¹⁾

物の調査結果から、コンクリートに塩化物イオンが存在する場合は中性化残りが 15mm 以下となった時点から鉄筋が腐食し始める傾向を示している。本論は、鉄道高架橋の床版部について検討を行うので、複合劣化による鉄筋腐食の開始時期は中性化残り 15mm となった時点とすることとした。

2. 3. 4 外的塩害^{1, 8, 15, 46, 47, 59, 60)}

海中や海岸に近接した場所に存在するコンクリート構造物は、海水の影響を受けコンクリート中に塩化物イオンが侵入する。また、冬季に散布される凍結防止剤には塩化カルシウムが多く用いられているため、この散布により構造物に塩化物イオンが侵入することが考えられる。このように、外的環境条件からコンクリート中に塩化物イオンが侵入し、鉄筋付近の塩化物イオン量が増大することによって鉄筋が腐食する現象を本論では外的塩害と定義する。

外的塩害は、コンクリート表面の塩化物イオン量とコンクリートの塩化物イオン量の拡散速度に影響を受ける。大量にコンクリート表面に塩化物イオンが存在する場合は、拡散速度が小さい場合においてもある経年が経過すれば鉄筋の腐食が開始し、逆に少量の塩化物イオン量でも拡散速度が大きければ鉄筋腐食が開始する。外的塩害の場合、維持管理標準⁵⁾ではかぶり表面の塩化物イオン量を C_0 、塩化物イオンの拡散係数を D とした場合、ある経年(t)において、かぶり表面からの深さ(x)における塩化物イオン量($C(x,t)$)は次の式で表されとしている。

$$C(x,t) = C_0 \left(1 - \operatorname{erf} \frac{x}{2\sqrt{D \cdot t}} \right) \quad \text{式(2.3.4.1)}$$

なお、維持管理標準⁵⁾ではコンクリート表面に存在する塩化物イオン量は、既往の研究を参照し、表 2.3.1 の値を参照できるとしている。

本論では、普通ポルトランドセメントを用いた一般的なコンクリートを対象とする。維持管理標準においては、コンクリートの水セメント比(W/C)を用いて、塩化物イオン拡散係数 D を下記の式で紹介している。

$$\log D = 4.5(W/C)^2 + 0.14(W/C) - 8.47 + \log(3.15 \times 10^7) \quad \text{式(2.3.4.2)}$$

式(2.3.4.1)、式(2.3.4.2)を用いると、経年(t)において、表面からの深さ(x)の塩化物イオン量を算出できる。本論では、外的塩害の鉄筋腐食開始時期は、鉄筋表面位置の塩化物イオン量が内的塩害と同様、 1.2kg/m^3 となった時点とする。

表 2.3.1 表面における塩化物イオン濃度(kg/m³)⁵⁾

飛沫帯	海岸からの距離 (km)				
	汀線付近	0.1	0.25	0.5	1.0
13.0	9.0	4.5	3.0	2.0	1.5

2. 3. 5 その他

これまで、鉄筋腐食を引き起こす劣化要因として、中性化、塩害について述べた。これら劣化要因以外にも、化学的侵食⁵³⁾による鉄筋腐食や、荷重やアルカリ骨材反応⁵⁴⁾、凍害⁵⁵⁾により発生するひび割れが鉄筋腐食を引き起こすひび割れ先行型の鉄筋腐食¹⁾が存在する。また、コンクリート中の酸素⁵⁶⁾や、初期欠陥^{61, 62)}、コンクリート比抵抗^{56, 57, 58)}などが腐食速度の因子となっている。これらによる鉄筋腐食については、中性化や塩害と比較して研究は多くないため、本論では省略する。

2. 4 鉄筋腐食に伴うかぶりコンクリートの変状研究

2. 4. 1 腐食ひび割れ

塩害や中性化により鉄筋が腐食した場合は腐食膨張圧が発生する。この腐食膨張圧はある大きさを超えるとかぶりコンクリートにひび割れを生じる。鉄筋腐食によるコンクリートのひび割れの研究は広く世界中で行われている。本章ではその幾つかを紹介する。

1) Browne の研究²²⁾：鉄筋腐食によるひび割れのパターン

現在、入手可能な論文・報告集の中で、鉄筋腐食によるかぶりコンクリートのひび割れ発生・進展を最初にパターン化したのが Browne である。Browne は海岸構造物のコンクリート中の鉄筋腐食に関し、耐久性設計、検査および補修方法にわたる全般的な維持管理手法について述べている。この中で、鉄筋腐食に伴うかぶりコンクリートのひび割れ発生・進展パターンはかぶりと鉄筋径の比、鉄筋間隔、コンクリートの引張強度および当該鉄筋の位置(隅角部、平面部)に依存すると報告している。図 2.4.1 に Browne が報告しているひび割れ発生パターンのうち、床版(平面部)の場合を示す。

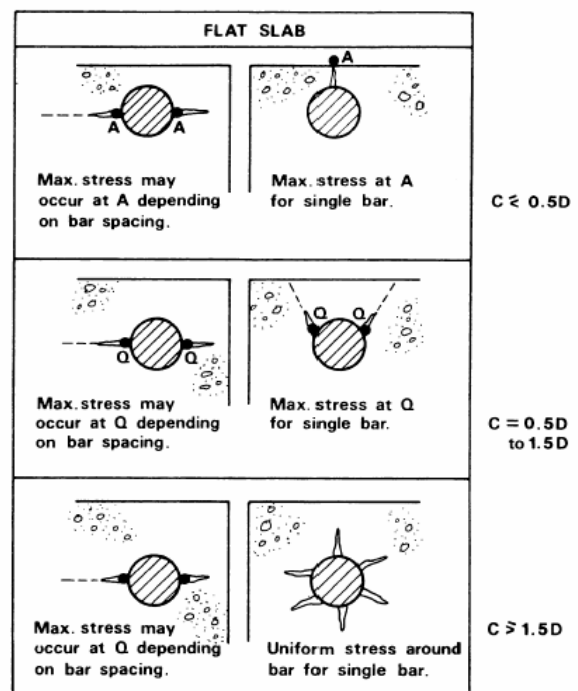


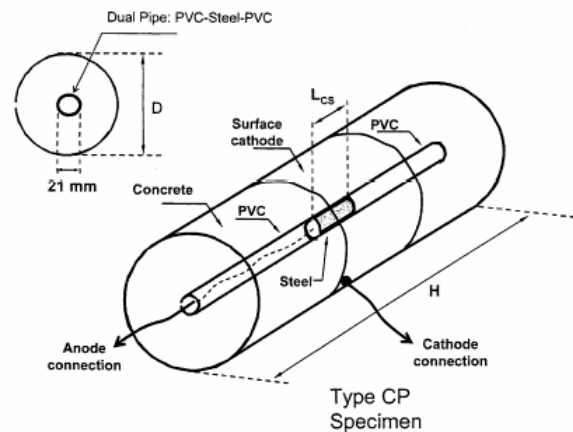
図 2.4.1 Browne のひび割れ発生パターン²²⁾

図を見ると、鉄筋が複数存在する場合（図 2.4.1 の左側）、ひび割れはかぶりと鉄筋径の比によらず、相互の鉄筋を連絡するように発生することがわかる。これに対し、鉄筋が単独の場合（図 2.4.1 の右側）は、ひび割れはかぶりと鉄筋径の比(C/D)に依存する。比が 0.5 以下ではひび割れは鉄筋からかぶり面に向かって一本、最短距離で発生する形式となる。また、この比が 0.5 から 1.5 の場合はかぶり面に向かって左右対称に斜めにひび割れが発生し、剥離片が発生する形式となる。さらに、比が 1.5 以上の場合は、鉄筋から法線状に均一にひび割れが発生する形式となる。

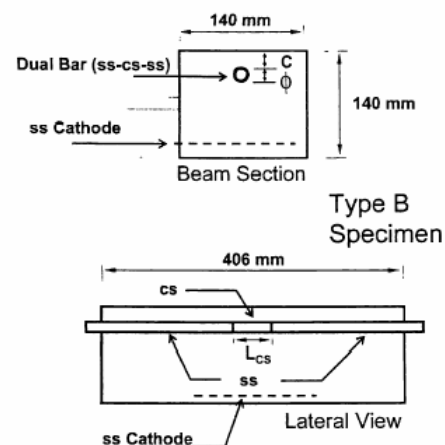
一方で、Browne はこれらひび割れ発生パターンに関して今後の課題をまとめている。課題は 4 点示されている。まず、腐食生成物の厚みに関する更なるデータの蓄積の必要性、次に腐食生成物の力学的物性値の研究の深度化、さらに、コンクリートの引張特性の研究、最後に鉄筋腐食による劣化を最小限に抑えるためのかぶりの定義方法についてである。

2) Andrés らの研究²³⁾：鉄筋腐食長さに関する研究

Andrés らは、かぶりを C 、元の鉄筋径を ϕ 、腐食延長を L 、腐食に伴う鉄筋の断面減少量を x とし、鉄筋腐食長さに関する研究を行っている。図 2.4.2 に Andrés らが用いた供試体の概要を示す。供試体は円柱(a)と角柱タイプ(b)の二種類が作成された。円柱タイプの供試体は、鉄製パイプと塩ビ管を連結した模擬鉄筋が使用された。また、角柱タイプの供試体は、鉄製パイプとステンレスパイプを連結した模擬鉄筋が使用された。両供試体は電食を用いて腐食促進された。供試体は電食処理中、外観観察され、供試体にひび割れが発生した時点で電食回路から取り外し、鉄筋の腐食減量から平均的な断面減少量を算出している。この断面



(a) 円柱供試体



(b) 角柱供試体

図 2.4.2 Andrés の実験供試体²³⁾

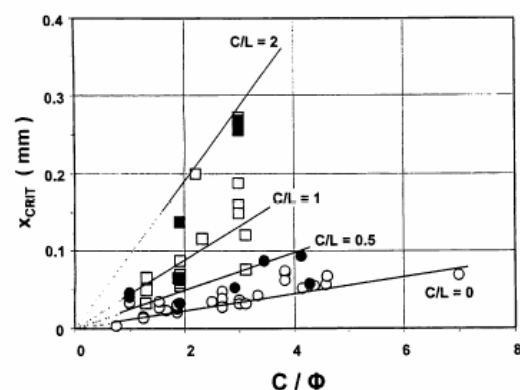


図 2.4.3 Andrés の実験結果²³⁾

減少量を x_{CRIT} とし、 C/ϕ を横軸として整理したものが図 2.4.3 である。図 2.4.3 の各プロットは C/L の範囲で分類され、0.04~0.18 は○(図中の $C/L=0$)、0.38~0.57 は●(図中の $C/L=0.5$)、0.67~1.13 は□(図中の $C/L=1$)、1.67~2.1 は■(図中の $C/L=2$) である。図 2.4.3 を見ると、 C/ϕ が大きくなると x_{CRIT} も大きくなることがわかる。ここから、仮に、鉄筋径を一定値とすれば、かぶりが大きくなると腐食ひび割れ発生の断面減少量(x_{CRIT})が大きくなることがわかる。また、 C/ϕ を一定値とすれば、腐食延長(L)が小さくなれば腐食ひび割れ発生の断面減少量(x_{CRIT})が大きくなることがわかる。

3) Andrade らの研究²⁴⁾：電食を用いた鉄筋腐食とひび割れ幅の関係、維持管理方針

Andrade らは角柱供試体を用いて、電食による鉄筋腐食促進を行い、ひずみゲージを用いてひび割れの発生・進展に関する実験的研究を行っている。この実験では、電食に使用される電流の 100%が鉄筋の腐食反応に使用され、鉄筋は円周方向に様に腐食すると仮定している。ひずみゲージ値の変化を縦軸に、電食処理期間を横軸に表した一例が図 2.4.4 である。図中の番号はそれぞれ図中左上に示した位置のゲージ値である。また、横軸は電食期間から算出した鉄筋の断面減少量である。この図からは、肉眼で最初にひび割れが観測されてから以降はひび割れの開口とともにゲージ値が大きくなっていく様子が見て取れる。さらに、この供試体の進展パターンを示したものが図 2.4.5 である。図 2.4.5 では、最初にひび割れが肉眼で観測されたときの断面減少量は $14.96\mu m$ であるが、他供試体でも $20\mu m$ の断面減少量で幅 $0.05mm$ 以下のひび割れが観測されている。また、腐食ひび割れ幅が $0.3\sim0.4mm$ となる断面減少量は、 $100\mu m$ 必要であるとも報告している。以上の実験結果から、実構造物における一般的な腐食速度を考慮して、かぶり表面

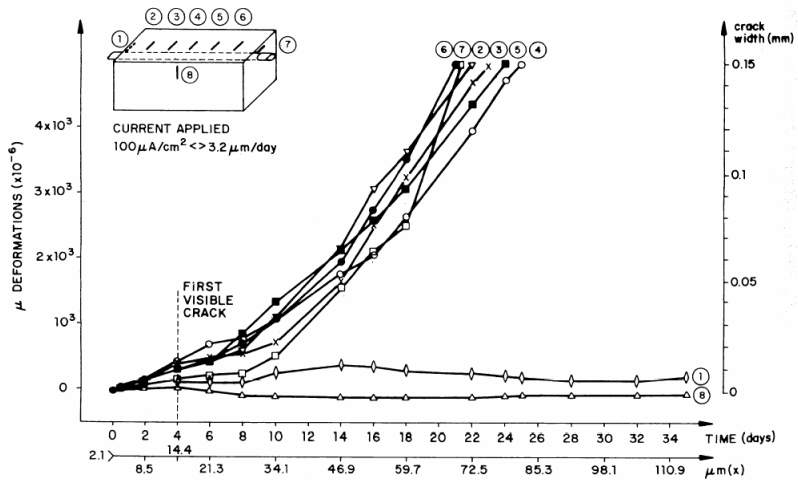


図 2.4.4 電食期間とひずみゲージ値の変化²⁴⁾

TIME (days)	STEEL ATTACK PENETRATION (μm)	CRACK PATH AT GAGES 2-3-4-5-6	CRACK WIDTH (mm) 2-3-4-5-6
0	2.16		
4	14.96 First visible crack		≈0.05
6	21.36		≈0.05-0.1
14	46.96		0.05-0.1-0.2-0.05
35	114.16		0.3-0.3-0.2-0.35-0.3

図 2.4.5 ひび割れパターン²⁴⁾

表 2.4.1 ひび割れまでの期間²⁴⁾

Corrosion rate per year	Time period (years)	
	Crack width of 0.05-0.1 mm (20 μm) ^a	Crack width of 0.2-0.3 mm (100-150 μm)
1 μm	20	> 100
10 μm	2	10-15
100 μm	0.2	1-2
1 mm	0.02	0.1-0.2

^a Bar cross-section loss given in brackets.

に現れるひび割れ幅がある値になるまでの期間を算出したものが表 2.4.1 である。Andrade らは、一般的に、鉄筋コンクリート構造物が鉄筋腐食により使用限界状態となるのはかぶりコンクリートにひび割れが生じた時点であるが、表 2.4.1 に示したようにひび割れが生じるまでの期間は極めて短く、この一般的な考え方は適さないとしている。さらに、ひび割れ幅が 0.3mm に到達するまでの期間は長く、また、鉄筋の断面減少量が $100\mu\text{m}$ であっても構造的に問題とならないことを考慮すると、限界状態のひび割れ幅を鉄筋の断面減少量が 0.2mm となった時点とし、それまでの期間(耐用年数)は、0.2mm を表 2.4.1 に示す腐食速度(mm/year)で除すことによって得られるとの考え方を提案している。この考え方によれば、中性化のみの鉄筋腐食の場合、腐食速度が小さい($10\mu\text{m/year}$ 以下)ため、耐用年数は非常に大きくなり、一般的に考えられている使用限界状態の期間を大幅に延伸することが可能であるとしている。

4) Parrott らの研究²⁵⁾：かぶり表面に腐食ひび割れが発生する限界断面半径減少量

海外では、鉄筋コンクリート構造物が鉄筋腐食により劣化する場合、建設時点から不動態皮膜が破壊され鉄筋腐食が始まるまでの期間を潜伏期間(initiation period)、潜伏期間以降、鉄筋腐食によりかぶりにひび割れが生じるまでの期間を進展期間(propagation period)と呼ぶのが一般的である。Parrott はコンクリートが中性化した場合のこの二つの期間の算出を報告している。進展期間の算出はひび割れ発生の鉄筋の断面減少量と鉄筋の腐食速度から算出される。Parrott はそれ以前の論文・報告を取りまとめ、ひび割れ発生の鉄筋の断面減少量を 0.1mm としている。

5) Molina らの研究²⁶⁾：解析によるかぶりコンクリートのひび割れ発生の研究

Molina らは Andrade らと共同で、先述した実験的研究のデータを利用し、鉄筋腐食とひび割れについて解析による研究を進めている。図 2.4.6 に Andrade らが作成した供試体をモデル化し、鉄筋とコンクリート界面に発生する腐食生成物を法線方向に均一に膨張させた場合のひび割れ発生状況を示す。解析結果では、いずれの供試体でも鉄筋からかぶりに向かって発生する主ひび割れは鉄筋の断面減少量が $2\sim 8\mu\text{m}$ で発生し、またひび割れ部の引張応力がゼロとなる時の断面減少量は $20\sim 50\mu\text{m}$ であるとしている。また、供試体の両側面斜め下方向に発生する従ひび割れは、鉄筋の断面減少量が $2\mu\text{m}$ 程度となった時点で発生するものの、進展速度が遅く、側面に貫通するまでには相当時間がかかりそうだと報告している。

得られた解析結果と実験で得られたゲージ値を比較するため、図 2.4.7 に示す解析フレームの 1 の変位を出力

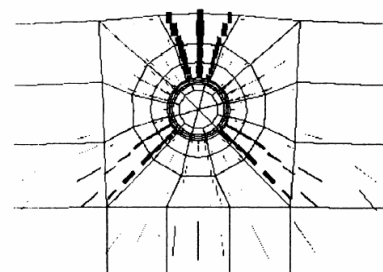


図 2.4.6 ひび割れ図²⁶⁾

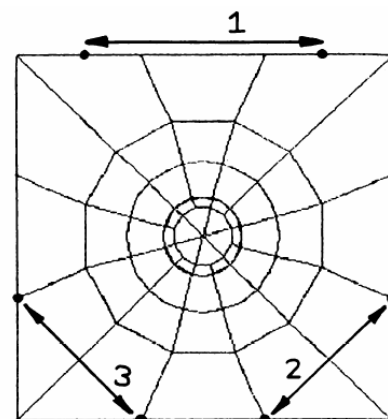


図 2.4.7 解析フレーム²⁶⁾

し、実験で使用したゲージ長 (30mm) で除してひずみに換算した解析上のひずみゲージ値を図 2.4.8 に示す。これを見ると、断面減少量に対して、実験で得られたゲージ値よりも解析で得られたゲージ値の方が大きいことがわかる。この理由として、腐食初期段階では腐食生成物が鉄筋周囲の空隙に侵入

することが考えられ、この

ため、見かけ上の鉄筋半径の増加が得られないためであるとしている。さらに、図 2.4.7 に示した 2, 3 の位置の変位も出力し、先ほど出力した 1 の位置の変位からそれぞれのひび割れ幅を算出することで、コンクリートの破壊エネルギー開放量の理論的な算出結果を示している。理論的な算出結果は 6.3 であるが、実験結果で得られた破壊エネルギー開放量は 5.0~5.6 であり、実験の算出結果の方が小さい結果となった。実験結果では、解析で得られた大きなひび割れ(主ひび割れ、従ひび割れ)以外にも細かなひび割れが鉄筋・コンクリート界面に存在することが考えられる。これら微細ひび割れによるエネルギー開放を、実験から算出した破壊エネルギー開放量は考慮していないため、実験算出結果の方が小さくなったものと推測している。解析結果を受けて Molina らは最後に、定量的な結論を解析では得ることはできなかったが、解析や実験における今後の課題として、腐食生成物の体積膨張倍率や、腐食生成物の空隙、ひび割れへの侵入についてさらに研究が必要であると締めくくっている。

6) Stroeveven らの研究²⁷⁾：鉄筋腐食をモデル化した膨張実験

Stroeveven らは鉄筋腐食をモデル化し、コンクリートのひび割れを力学的に発生させる実験を行っている。これは、中央にテーパーをつけた穴を設置したコンクリート供試体(図 2.4.8 左)と円錐状の挿入棒(図 2.4.8 右)を用い、挿入棒を供試体に押し込むことで鉄筋の腐食膨張を模擬した実験である。

実験結果のうち、挿入棒の鉛直変位と発生する鉛直荷重の関係を図 2.4.9 に示す。図を見ると、ファイバーを混入したコンクリートは普通コンクリートよりも最大荷重が大きく、また最大荷重以降の傾

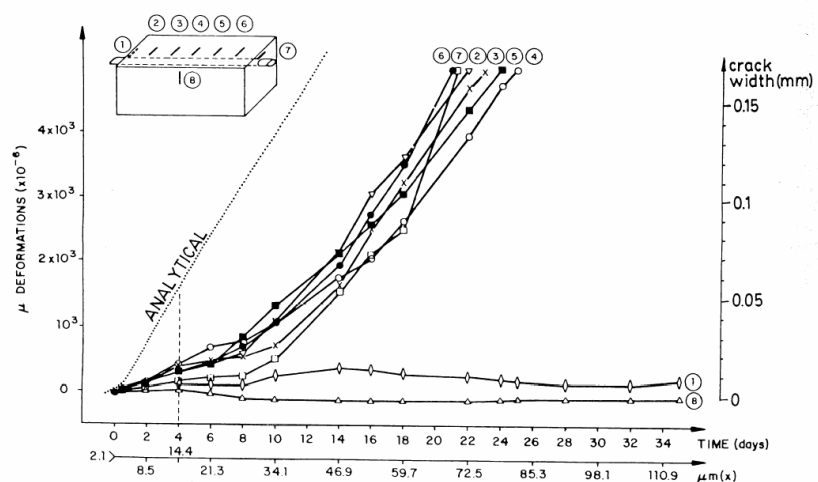


図 2.4.8 Andrade の実験結果と Molina の解析結果²⁶⁾

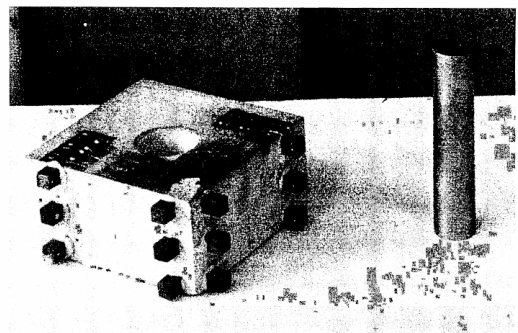


図 2.4.8 Stroeveven らの供試体²⁷⁾

きが小さいことがわかる．特に，最大荷重以降の傾きが小さいことに関しては，ファイバーによるコンクリートの引張軟化特性の変化が大きく影響し，破壊エネルギーが大きくなったためと推測されている．また，実験では図で示した二種類の外，モルタルとファイバー混入のモルタルの試験を行っている．これらの結果から，モルタルとコンクリートを比較した場合，ひび割れ進展に対してコンクリートの骨材が抵抗するため，最大荷重以降の傾きはコンクリート

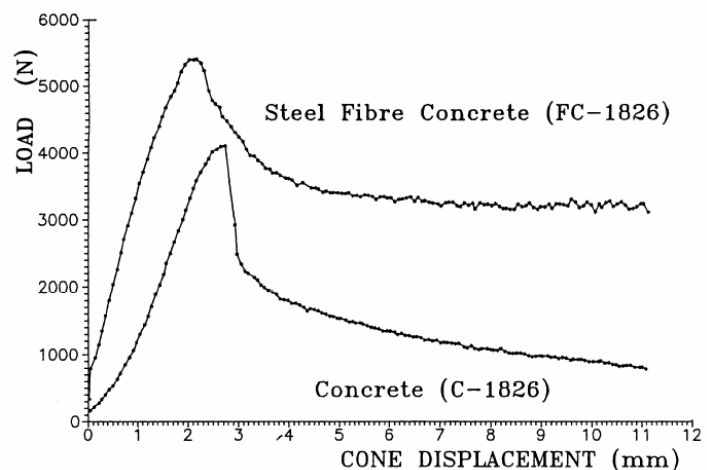


図 2.4.9 変位と鉛直荷重の関係²⁷⁾

の方が小さく，またモルタルとファイバー混入のモルタルでは後者の方が傾きが小さいと報告している．これは，鉄筋腐食によるひび割れが発生した場合，腐食膨張圧に対してファイバーや骨材といった障害物があることで，ひび割れ進展が妨げられ，ひび割れの開口が抑制される可能性があることを示している．

また，Stroeven は，通常このような実験では内部に設置した穴の内側から外側にかけてコンクリートの破壊が進展すると考えられるが，今回の実験，解析結果から破壊の進展は二つに分類される可能性があると報告している．鉄筋の腐食が小さいうちは，鉄筋周辺の応力状態が均一で，空洞中心から法線上に引張応力が拡大するが，鉄筋腐食が大きくなるとかぶりコンクリートを押し出す様な応力が生じ，つまりはりの曲げのような状態が作り出されるというものである．曲げの状態が作り出された場合，引張応力は供試体内円側ではなく，供試体の外円側が卓越することになる．これについては，さらに研究が必要であるとしている．

7) Padovan らの研究²⁸⁾：ひび割れモデル

Padovan らはコンクリート中の鉄筋腐食の有限要素法解析として，ひび割れが生じた要素をひび割れの進展方向に移動させて解析を行い，実構造物で生じるひび割れの再現に取り組む研究を行っている．図 2.4.10 にこの手法の要点を示す．ひび割れが図中の左下より発生した場合，ひび割れに関する要素の引張応力が消失した時点で，この要素の解析を終了し，ひび割れが伝達する次の要素の解析を行う

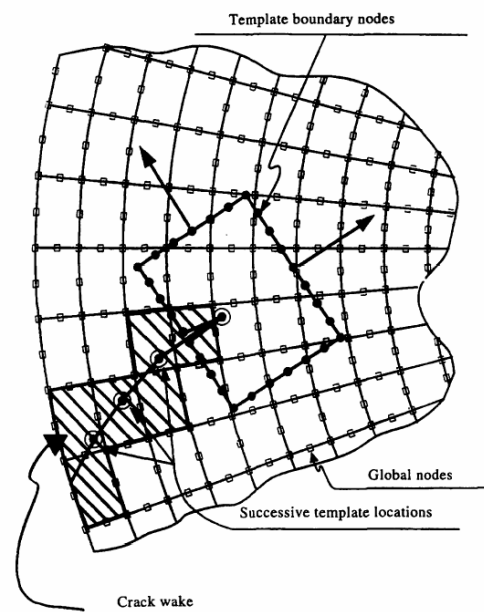


図 2.4.10 Padovan らのひび割れ進展モデル²⁸⁾

手法である。この手法によって、得られたひび割れの方角性を図 2.4.11 に示す。図 2.4.11 には実際のコンクリートのひび割れも併せて示してある。図を見ると、この解析手法によるひび割れ進展は実際のひび割れをよくモデル化できているといえる。

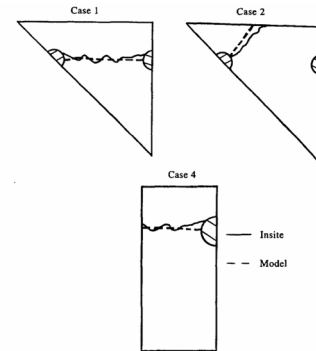


図 2.4.11 解析結果²⁸⁾

8) Leung の研究²⁹⁾：コンクリートの腐食ひび割れ進展

Leung は、鉄筋が腐食した場合の鉄筋とコンクリートの付着強度がひび割れの進展に与える影響について研究している。

Leung の研究は乾燥収縮ひび割れ進展について研究を行った Birgitte ら³⁰⁾の研究を基礎にしている。Birgitte らは骨材の周りの付着強度に着目し、ペーストと骨材の付着が完全である、つまりペーストが収縮しても骨材とペーストの界面でひび割れの開口がない場合(完全付着状態)と、ペーストと骨材の付着が全くない場合(不完全付着状態)のひび割れ進展とその時間の関係を得ている。図 2.4.12 にこの結果を示す。図を見ると、実験で得られたひび割れ幅と発生・進展時間の関係は、

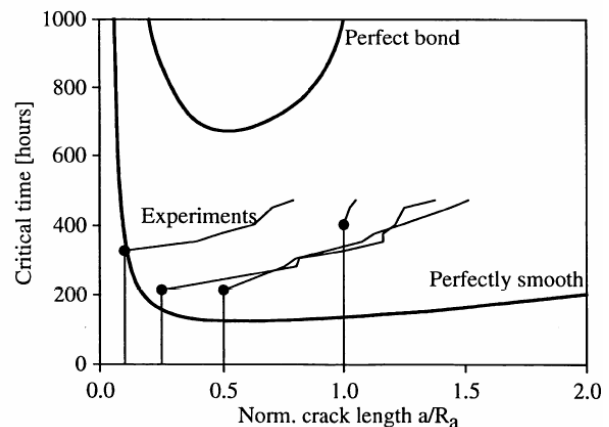


図 2.4.12 Birgitte らの結果³⁰⁾

算出で得られた完全付着状態と不完全付着状態の間に存在することがわかる。実際の骨材とペースト界面の付着状態は、完全付着状態と不完全付着状態の間にあるとともに、ひび割れが進行するに従い変化すると考えられることから、この算出理論は実験結果と整合性があると考えられる。

Leung はこの Birgitte の理論を適用し、鉄筋とコンクリート界面が完全付着状態である場合(図 2.4.13(a))と不完全付着状態(図 2.4.13(b))である場合のひび割れ進展に関する係数(a/r_0)とひび割れが発生する時の腐食膨張圧に関する係数($(t/r_0)E_1r_0^{0.5}/Kc$)の関係を求めている。この結果を図 2.4.14 に示す。ここで、 a はひび割れ長さ、 r_0 元鉄筋直径、 t は腐食膨張量、 E_1 はコンクリートのヤング係数、 Kc は応力拡大係数の臨界値である。図 2.4.14 は解釈の上で、興味深い結果を幾つか示している。一つは、図中の二つの曲線は、ひび割れ長さと腐食膨張量の関係において、腐食膨張量の最小値を示しているもので、それ以下の腐食膨張量では対応するひび割れ長さが存在しないこと、つまり、それ以下ではひび割れが進展しないことを示している。二つ目

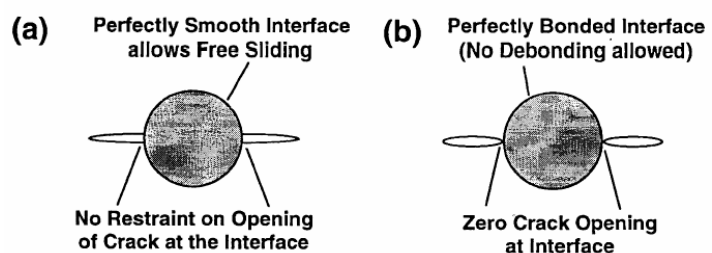


図 2.4.13 Leung の不完全付着・完全付着モデル²⁹⁾

に、この最小値の腐食膨張量は図にもあるように、コンクリートのヤング係数と元鉄筋直径の 1/2 乗に比例する。つまり、鉄筋径が大きな場合は、ひび割れの進展にはより大きな腐食膨張量が必要であり、ヤング係数が大きい場合も同様である。また、三つ目に鉄筋界面にすでに存在するひび割れ長さが非常に小さい場合、ひび割れを進展させるために必要な腐食膨張量は非常に大きい必要がある点である。これは、鉄筋界面のコンクリートの品質

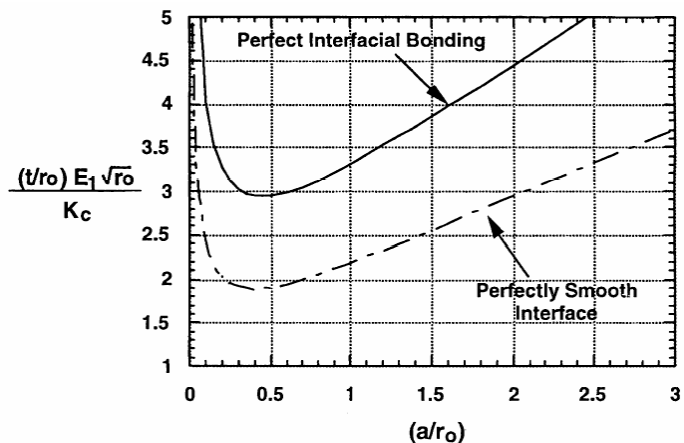


図 2.4.14 Leung の計算結果²⁹⁾

向上を図ること(シリカフュームの使用や、収縮ひび割れ防止)が腐食によるひび割れ進展に対して有効であることを示している。さらに、興味深い事柄として、腐食膨張量がある一定値とした場合、それに対応するひび割れ長さは二つ存在することあげられる。Leung は、このグラフの解釈に図 2.4.15 を示して説明している。つまり、腐食が進行し、腐食膨張量が最小値を卓越した場合、ひび割れが発生するが、そのひび割れは瞬間に進展して腐食膨張量の最小値の二つ目に対応するひび割れ長さに到達するということである。この現象を Leung は pop-in behavior と呼んでいる。図 2.4.15 には応力拡大係数(K)にあわせて曲線が描かれている(A, B, C)。応力拡大係数(K)は強度に起因する係数であり、コンクリートの破壊エネルギーの影響を受ける係数であるため、引張軟化領域が存在するコンクリートではひび割れ長さの進展に伴い K の値は大きくなることが推測される。中央部の太線で示した曲線(B)は、実際のコンクリートを考慮し、K の値をひび割れ進展に伴い増大させたものである。図 2.4.15 の $K=2K_0(A)$ 、 $K=K_0(C)$ の曲線は引張軟化領域を考慮していないことから、ある腐食膨張量に到達した場合の pop-in behavior は両者とも同一のひび割れ長さまで進展することになる。しかし、コンクリートでは K が増加するため、ひび割れ長さは A, C と比べて小さくなると考えられる。

まとめとして、Leung はひび割れが進展するための腐食膨張量には最小値が存在すること、pop-in behavior が存在し、これは初期の鉄筋界面のひび割れ状態に依存すること、また、ひび割れの長さは鉄筋とコンクリートの付着状態に大きく影響を受けることを示している。

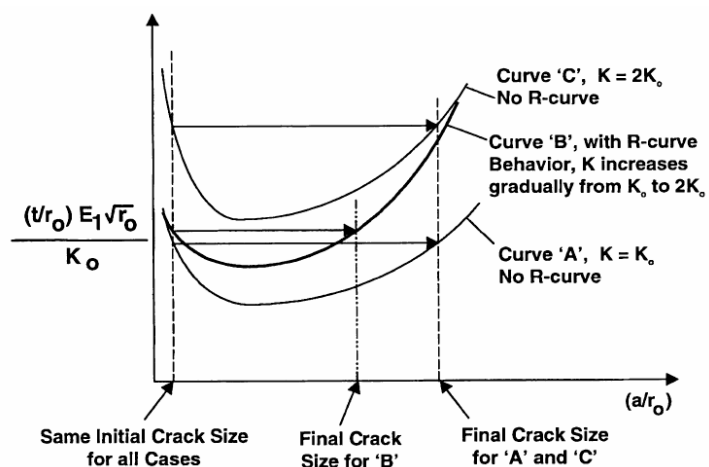


図 2.4.15 Christopher のモデル図²⁹⁾

9) 田森らの研究³¹⁾：腐食量とひび割れ幅の関係

田森らは図 2.4.16 に示すような供試体を用いて、電食実験により鉄筋腐食量と腐食ひび割れ幅の関係(図 2.4.17)を求めた。また、腐食量と腐食ひび割れの関係式を提案している。

10) 木村らの研究³²⁾：田村らが提案している式の補正

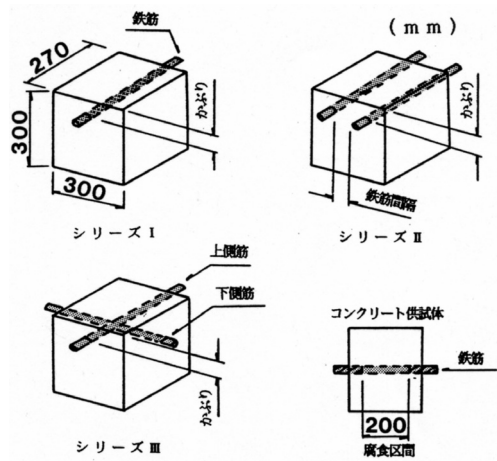


図 2.4.16 田森らの供試体³¹⁾

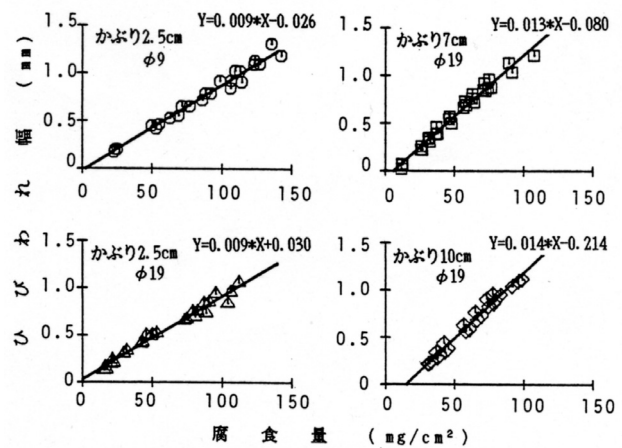


図 2.4.17 実験結果(単鉄筋の場合)³¹⁾

木村らは田村らが考慮していない腐食による断面減少を考慮し、修正したモデルを提案している。

$$w = (a \cdot \Delta\theta + u \cdot \cos\beta) = 2u \left\{ \cos\beta + \frac{a(\cos\alpha + \cos\beta)}{h + u(\sin\alpha - \sin\beta)} \right\} \quad \text{式(2.4.1.1)}$$

ただし、 w ：ひび割れ幅

$$u = u - u_0$$

u_0 ：ひび割れ発生時の腐食変位

$$u = t_2 - t_1$$

ここで、 t_1 ：腐食によって失われる厚さ(mm)

t_2 ：腐食による錆の厚さ(mm)

$$t_1 = \frac{\phi}{2} - \sqrt{\left(\frac{\phi}{2}\right)^2 - \frac{W_c \phi}{\rho_s}}$$

W_c ：単位表面積あたりの腐食量(mg/cm²)

ϕ ：鉄筋径(mm)

ρ_s ：鉄の密度(7.85mg/mm³)

$$t_2 = -\frac{\phi - 2t_1}{2} + \sqrt{\left(\frac{\phi - 2t_1}{2}\right)^2 + \frac{W_c \phi}{\rho_s}}$$

ρ_c : 錆の密度(mg/mm^3)

$\rho_c = \rho_s / \gamma$

γ ; 腐食膨張率

1 1) 堤らの研究^{33, 49, 50, 51)} : 鉄筋腐食による剥離ひび割れ発生位置

堤らは弾性論を用いて、腐食膨張圧を受ける円空洞のひび割れ発生位置を応力集中問題として取扱い、剥離ひび割れの発生角度を算出している。堤らは角度を算出する変数として、 D/ϕ ($D=2 \times t_p + \phi$, t_p : かぶり, ϕ : 鉄筋径)を用いている。図 2.4.18 に検討モデルを示し、算出された D/ϕ とひび割れ角度の関係を図 2.4.19 に示す。この結果、剥離ひび割れは D/ϕ が 3.0 前後で発生し、これ以上の値では剥離ひび割れは発生しない可能性を示唆している。

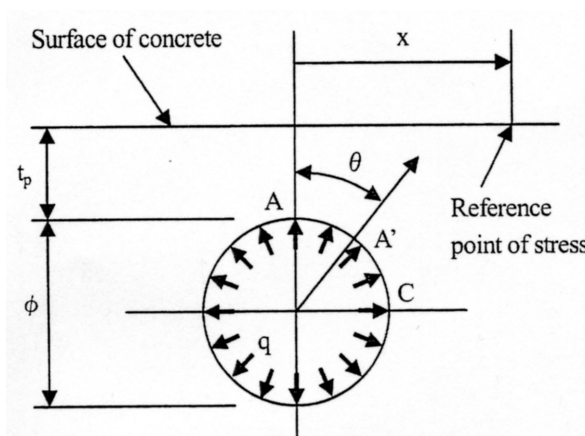


図 2.4.18 堤らの解析モデル³³⁾

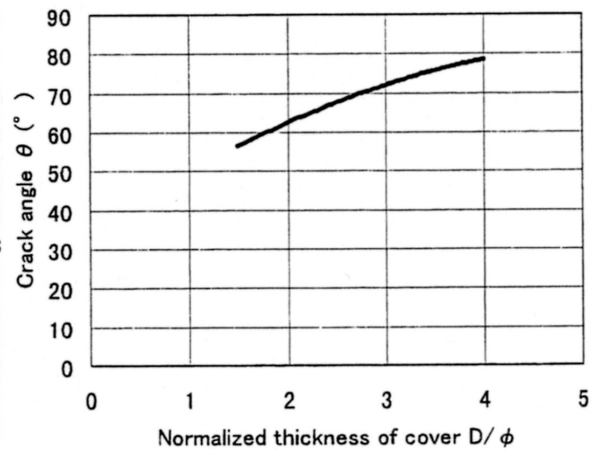


図 2.4.19 解析結果³³⁾

1 2) Qi らの研究³⁴⁾ : 腐食ひび割れ幅から腐食減量を推定

Qi らは既設構造物の維持管理を念頭に置いて、円筒モデルによるコンクリート表面ひび割れ幅と内部鉄筋の腐食減少量の関係基本式を誘導し、FEM 解析によりかぶり、鉄筋径、コンクリート強度の要因を補正した修正算定式を提案した。また、既往実験との比較によって修正算定式の妥当性を検証している。式(2.4.1.2)に修正算定式を示す。

$$W_c = W_{c1} + W_{c2} = \frac{\rho_s}{\pi(\gamma-1)} \left[\alpha_0 \beta_0 \frac{0.22 \{ (2c+d)^2 + d^2 \}}{E(c+d)} f_c^{2/3} + \alpha_1 \beta_1 \frac{(c+d)}{(5c+3d)} w \right] \quad \text{式(2.4.1.2)}$$

ここで, W_c : 鉄筋の腐食量(mg/mm^2)

W_{c1} : ひび割れ発生時点の鉄筋腐食量(mg/mm^2)

W_{c2} : ひび割れ発生後の鉄筋腐食量(mg/mm^2)

ρ_s : 鉄の密度(mg/mm^3)

γ : 腐食生成物の体積膨張率

c : かぶり(mm)

d : 鉄筋直径(mm)

E : コンクリートヤング率(N/mm^2)

f'_c : コンクリートの圧縮強度(N/mm^2)

w : ひび割れ幅(mm)

a_0 : かぶりと鉄筋直径に関する補正 $=(-0.0005d+0.028)c+(-0.0292d+1.27)$

b_0 : コンクリートの圧縮強度に関する補正 $=-0.0055f'_c+1.07$

a_1 : かぶりと鉄筋直径に関する補正 $=(0.0007d-0.04)c+(0.0663d+5.92)$

b_1 : コンクリートの圧縮強度に関する補正 $=-0.0016f'_c+1.04$

1 3) 角本らの研究³⁵⁾ : 拡張接合要素モデルを用いて腐食ひび割れ発生時の腐食量算出

角本らは腐食膨張挙動を比較的よく表現できるモデルを作成し、腐食ひび割れ発生時の腐食量を腐食膨張率、かぶり、コンクリート引張強度との関係で求めている。モデルの妥当性については、電食実験結果との対比を行っている。図 2. 4. 20 に解析結果と電食実験の結果の対比を示す。

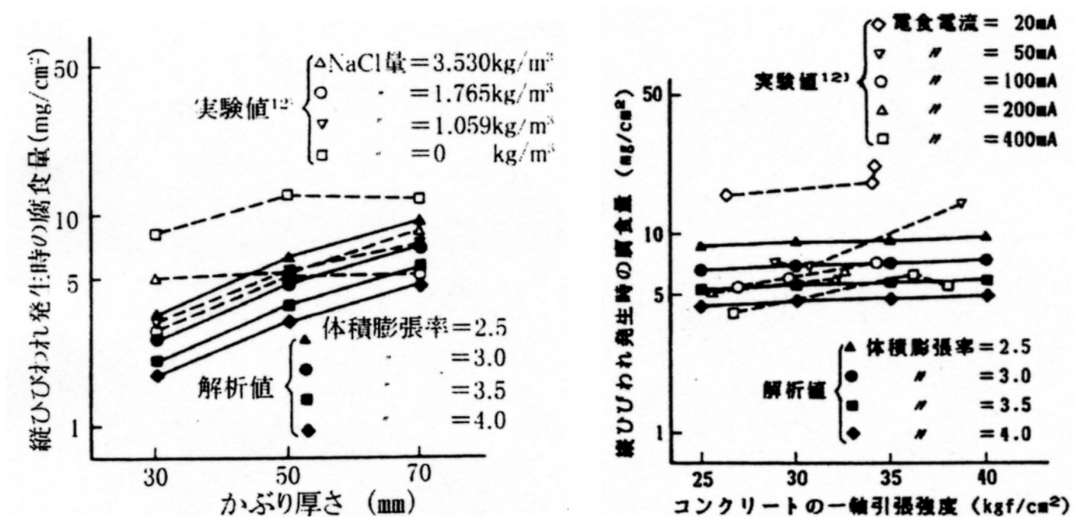


図 2. 4. 20 角本らの解析結果と実験結果の比較³⁵⁾

2. 4. 2 鉄筋腐食が構造耐力に与える影響

塩害や中性化により鉄筋が腐食した場合は、腐食膨張圧が発生するとともに、鉄筋の断面減少、鉄筋の物性値の変化、および付着強度の低下とこれに関係する構造物材の耐力低下が考えられる。これら腐食を要因とする耐力の低下について、様々な文献でとりまとめが行われ、一定の成果が出ている。以下にこれらを簡単に紹介する。

1) 腐食した鉄筋の降伏強度残存率

鉄筋腐食が生じた場合には鉄筋の降伏耐力、引張耐力、伸び等が低下する。これら品質のうち、部材耐力等を評価する立場からは、鉄筋腐食の降伏耐力を健全鉄筋の断面積で除した値(見かけの降伏強度)の健全鉄筋のそれに対する残存割合(降伏強度残存率)が最も重要な指標になる。既往の研究をまとめた報告³⁶⁾では、重量減少率と降伏強度残存率の関係を図 2.4.21 に示す近似直線で表している。

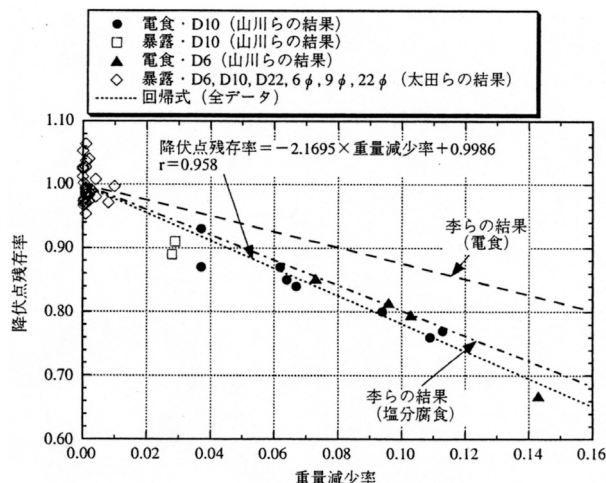


図 2.4.21 重量減少率と降伏強度残存率³⁶⁾

柏原ら³⁷⁾は実構造物より採取した鉄筋を用いて、複合劣化した場合の鉄筋の降伏強度残存率を図 2.4.22 のように報告している。これを見ると、図 2.4.21 に示した李らの結果に近い。

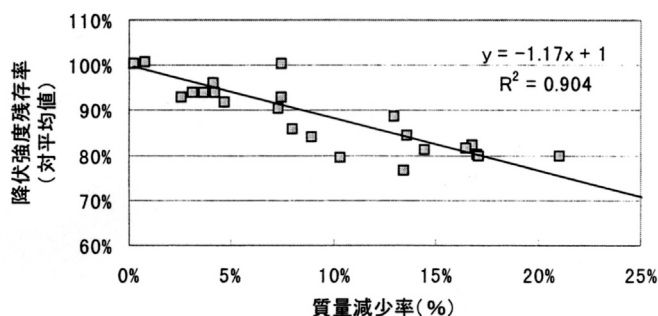


図 2.4.22 質量減少率と降伏強度残存率³⁷⁾

鉄筋の伸びは鉄筋腐食量の増加とともに大きく低下することが比較的多くの研究者によって指摘されている。腐食が著しい場合は健全な鉄筋の 1/3 程度にまで低下するようである。柚本ら³⁸⁾の論文によれば、鉄筋の伸びの低下が部材のじん性に与える影響を検討した結果、部材圧縮部の横拘束量が多いほど腐食量が小さな段階で鉄筋破断により部材が終局に至ることを指摘している。

2) 腐食した鉄筋の弾性係数

降伏点を取り扱った論文に比べ、腐食鉄筋の見かけ上の弾性係数に関しては研究が少ないようである。李ら³⁹⁾が報告している重量減少率と弾性係数残存率を図 2.4.33 に示す。李らは、実験結果から、腐食した鉄筋の見かけ上の弾性係数は式

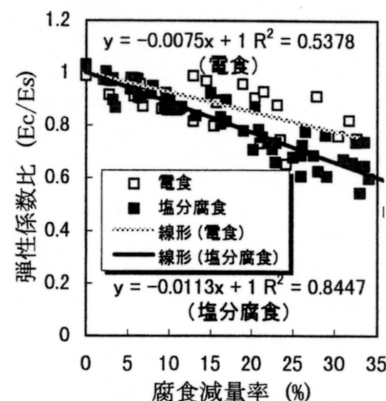


図 2.4.23 李らの報告³⁹⁾

(2.4.1.4)で表されると報告している.

$$\frac{E_s}{E_{s0}} = 1.00 - 1.13 \frac{W_{s0} - W_s}{W_{s0}} \quad \text{式(2.4.1.4)}$$

ここで, E_s/E_{s0} : 弾性係数残存率
 $(W_{s0}-W_s)/W_{s0}$: 重量減少率

3) 腐食した鉄筋の終局ひずみ

腐食鉄筋の終局ひずみはじん性が要求される橋脚などのコンクリート構造物では重要な材料特性である. 服部ら⁴⁰⁾は終局ひずみも降伏強度や弾性係数と同様に, 腐食量の増加とともに直線的に減少することを報告されている.

$$\varepsilon_u = \varepsilon_{u0} - 2.04 \frac{W_{s0} - W_s}{W_{s0}} \quad \text{式(2.4.1.5)}$$

ここで, ε_u : 腐食鉄筋の終局ひずみ
 ε_{u0} : 健全鉄筋の終局ひずみ
 $(W_{s0}-W_s)/W_{s0}$: 重量減少率

4) 腐食した鉄筋の付着強度

腐食環境下に置かれた構造物の構造性能の評価には, 鉄筋の降伏点のみならず, コンクリートと鉄筋の付着性状の評価も重要な要素となる. 鉄筋腐食が付着性状に与える影響に関し

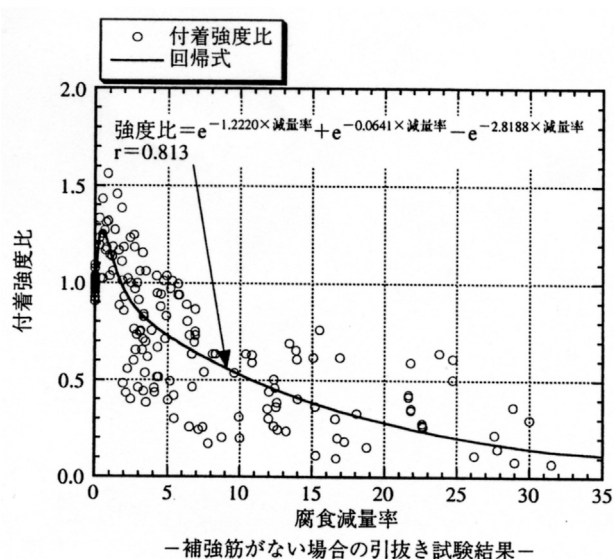


図 2.4.24 腐食減量と付着強度比の関係³⁶⁾

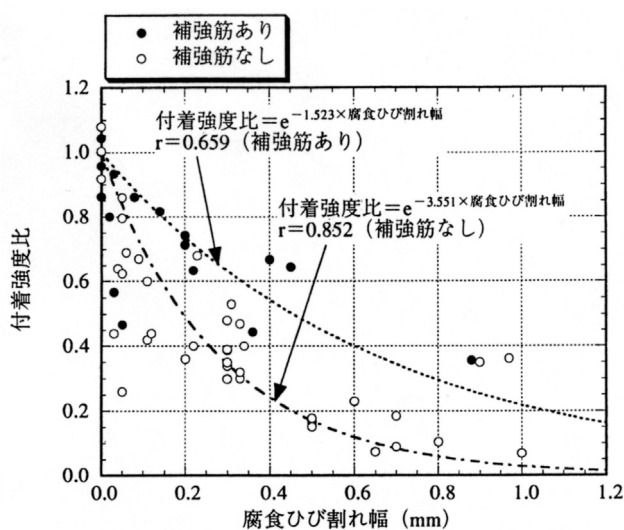


図 2.4.25 腐食ひび割れ幅と付着強度比の関係³⁶⁾

ては、多くの研究者が研究を行ってきており、既往の研究^{36, 48)}ではこれらを取りまとめて、腐食減量率と付着強度比の関係を図 2.4.24 のように紹介している。図 2.4.24 を見ると、腐食減量率が 1~3%程度においては、付着強度比が 1.0 を上回っている。これは、いくつかの研究によれば、腐食生成物に起因したコンクリートと鉄筋の噛み合い効果によるとされている。腐食減量率が 3%以上となると腐食ひび割れが発生することから、付着強度比は徐々に低下し、腐食減量率が 10%程度になると 0.2 を下回るものが増えてくる。また、腐食ひび割れ幅と付着強度比の関係を図 2.4.25 のように紹介している。図 2.4.25 を見ると、腐食ひび割れ幅が 0.4mm 程度で付着強度比が 0.4 前後に、1.0mm 以上になると付着強度比はほぼ 0 になることがわかる。補強筋無しと補強筋有り場合を比較すると、補強筋有りの場合は腐食ひび割れ幅に対して付着強度の低下は緩やかであると言える。これら実験は主に電食供試体を単調片引き載荷した試験の結果であるが、電食供試体を両引き試験した碇本ら⁴¹⁾の実験結果でも、同様の結果が見られている。

5) 鉄筋腐食に伴う耐荷性およびたわみ性の変化³⁶⁾

コンクリート中に埋設された鉄筋が腐食した場合、鉄筋コンクリート部材の耐荷性やたわみに与える影響として、次に示す現象等が考えられる。

- ① 腐食により鉄筋断面積が減少し、部材レベルの耐力が減少する。
- ② 鉄筋の腐食に伴う鉄筋断面の減少やひび割れ発生、かぶりコンクリートの剥落により、変形・破壊の局所化が起こり、部材耐力の減少、変形量の増大を引き起こす。
- ③ 腐食ひび割れが発生することにより、鉄筋とコンクリートの間の付着強度が低下し、変形・破壊の局所化を招き、曲げ耐力が低下する。また、付着強度の低下により、付着破壊に破壊モードが移行し、部材のじん性が低下する。

上記に示す現象を把握するため、鉄筋の腐食が構造物の耐力に与える影響について実験的な検討及び解析的な検討がなされている。

武若ら⁴²⁾は鉄筋腐食がはり部材の鉄筋付着性状に与える影響、せん断特性に与える影響、曲げ特性に与える影響を検討するため、電食により鉄筋を腐食させ腐食ひび割れ幅の最大値が 0.2~0.4mm となるように制御し、電食終了後、はりの静的載荷試験を実施している。この結果、はりの変形性状に与える鉄筋腐食の影響は、腐食によってかえってはりの剛性が高まる傾向が認められ、これは、載荷の初期段階では腐食によって鉄筋のすべりに対する抵抗性が幾分増加することに起因するとしている。また、はりの耐力は鉄筋の定着の取り方により変化している。すなわち、せん断スパン外の定着を断った場合には、付着強度が低下し、健全な場合の 80~65%に耐力が減少する。逆に定着余長を 8cm 確保した場合には鉄筋の腐食に伴ってはりの耐力が増加する傾向を示している。また、破壊モードも変化し、斜め引張破壊形式よりせん断破壊形式に、せん断破壊形式は曲げ破壊形式に移行している。ただし、曲げ破壊を生じるはりの場合には、腐食により鉄筋の材料性能の低下により破壊耐力は低下する

としている。

中田ら⁴³⁾の結果では腐食ひび割れ幅の増大により最大耐力の低下が認められたが、腐食ひび割れ幅が 1.0mm でも 1 割程度の低下であり、鉄筋腐食が耐荷性状に大きな影響を与えているとは必ずしもいえないとしている。また、荷重変形性状においては、鉄筋腐食が生じていないはりより腐食しているはりの方が初期剛性は大きいという傾向が認められている。

岡田ら⁴⁴⁾は鉄筋腐食による腐食ひび割れを生じさせた鉄筋コンクリートはりの腐食特性と力学的挙動を健全なはりと比較している。この試験結果から、腐食ひび割れを有するはりとは健全なものに比べて降伏耐力は低下しないが、最大曲げ耐力は若干低下する結果を得ている。また、腐食したはりに降伏変位の整数倍で 30 回ずつの正負交番繰返しを行った場合、健全なものに比べて繰返しに伴う耐荷力の低下が大きく、じん性の低下が顕著であることを示している。

橋本ら⁶⁸⁾らはテープで腐食した鉄筋の付着強度低下を模擬した模擬鉄筋を使用して、鉄筋腐食がせん断耐力性能に与える影響を評価している。この結果では、主鉄筋が健全状態であれば概ねトラス理論によるせん断抵抗が有効な範囲内で破壊に至るが、主鉄筋の腐食が進行すると、せん断抵抗機構が一部アーチ作用へと移行し、せん断耐力が上昇する傾向にあることや、終局時におけるひび割れ性状から、鉄筋の腐食が進行するとひび割れ分散性が低下し、ひび割れが局所化する傾向があることなどが示されている。

解析についていえば、李ら³⁹⁾の解析結果では、鉄筋の腐食した RC はりの耐力低下の支配的な原因は鉄筋の降伏点の低下であること、鉄筋の局所的な腐食がモーメントの大きい部分で発生する場合はその耐力低下が最も顕著であると報告している。

また、鉄筋を腐食させた RC 柱に対して地震時を想定した正負繰返し加力実験を行った例として、枇杷田・宮城らの実験を文献³⁶⁾が紹介している。この文献によれば、かぶりコンクリートにひび割れが生じ、耐久性上寿命が尽きたと思われるほどの損傷を受けた RC 柱試験体であっても、一定軸力下の正負繰返し水平加力実験を行うと、その耐震性能はほとんど劣化していないと示されている。

以上紹介したように、鉄筋腐食は RC 構造の耐荷性やたわみに何らかの影響があるようであるが、その大小を考えた場合には未知なる部分があり、傾向を把握し切れていない現状がある。実験供試体の寸法の違いや、載荷方法、鉄筋腐食度など、実験手法や解析手法にも今後の課題がありそうである。

2. 5 腐食確率

鉄筋コンクリート構造物は、建設施工条件やコンクリートが複合材料であることを考慮すると、かぶりや劣化要因の侵入深さにはばらつきを持っていると考えられる⁶⁹⁾。例えば、柱の場合、配筋断面と型枠断面に若干のねじれが生じる可能性がある。また、床版部の場合は、鉄筋の自重によりスペーサ間で鉄筋が若干たわむ恐れがある。このように、建設施工条件を考慮すると、かぶりは施工誤差によってばらつきを持っている可能性があるといえる。また、かぶりの品質は構造物の劣化要因に対する耐久性に大きな影響を及ぼす⁷⁰⁾。環境条件やかぶりコンクリートが均一であれば、劣化要因の侵入深さも均一であると考えられるが、ミクロ的に見れば、同一構造部材においてもコンクリート表面の塩化物イオン量は均一であるとは考えにくく、また、コンクリートが複合材料であることを考慮すると、各鉄筋位置におけるかぶりコンクリートの組成(骨材量や単位水量)もすべて均一であるとはいいがたい。すなわち、劣化要因や劣化要因の侵入深さを決定するかぶりコンクリートの組成にはばらつきを持っていると考えられる。

これらばらつきは、鉄筋腐食の開始時期や、鉄筋腐食の程度に影響を及ぼすと考えられる。現在、これらばらつきを考慮して、鉄筋腐食の危険性を予測する研究が幾つか行われている。これらの研究では、鉄筋腐食の割合を示す指標として、腐食確率(P)を用いている。腐食確率は、母数に対して鉄筋腐食が発生している確率(%)を示している。母数とは、鉄筋表面積や鉄筋延長など構造物諸元から算出可能な明白な数量であり、腐食確率を乗じることで、それぞれ腐食面積、腐食延長を予測することが可能である。本章では、中性化、塩害において、かぶりや劣化要因の侵入深さのばらつきを考慮した腐食確率の研究を紹介する。

2. 5. 1 中性化の腐食確率

建築分野においては、鉄筋構造物の残存耐用年数を算出する目的で、かぶりと中性化深さのばらつき考慮して腐食確率を算出する手法が示されている^{71), 72)}。ここでは、中性化深さが鉄筋位置に到達した時点で、鉄筋の腐食が開始するとしている。維持管理標準⁵⁾にも示されているように、一般的に中性化深さ C_t は、中性化速度係数 α に材令 t_t の二乗根を乗じて算出される。ここで、材令 t_t において、中性化深さは、平均中性化深さ $\overline{C_{ti}}$ 、変動係数 v のばらつきを持つとし、その分布は正規分布 $N_C(\overline{C_{ti}}, \overline{C_{ti}}^2 v^2)$ であると仮定する。当該構造物の平均かぶりを \overline{D} 、かぶりの標準偏差を σ とし、かぶりの分布は正規分布 $N_D(\overline{D}, \sigma^2)$ とする。材令と中性化深さ、およびかぶりの関係は図 2.5.1 に示すようにモデル化できる。図 2.5.1 に示すように、かぶりの分布、中性化深さの分布の一部が重複した場合は、一部の中性化深さが鉄筋位置に到達したと考えられる。また、正規分布の面積に対する重複面積の比率は中性化の腐食確率 $P_{C_{ti}}$ と考えることができる。

材令 t_1 , t_2 においては、かぶりの分布、中性化深さの分布に重複する箇所がほとんどなく、腐食確率はほぼ 0 と考えてよい。材令が大きくなるにつれ、中性化深さの平均値が大きくなり、中性化深さの分布範囲も大きくなることから重複面積が大きくなる。図 2.5.1 に示すように、材令 t_3 から t_4 に大きくなると重複面積、すなわち腐食確率 $P_{C_{ti}}$ が大きくなると考えら

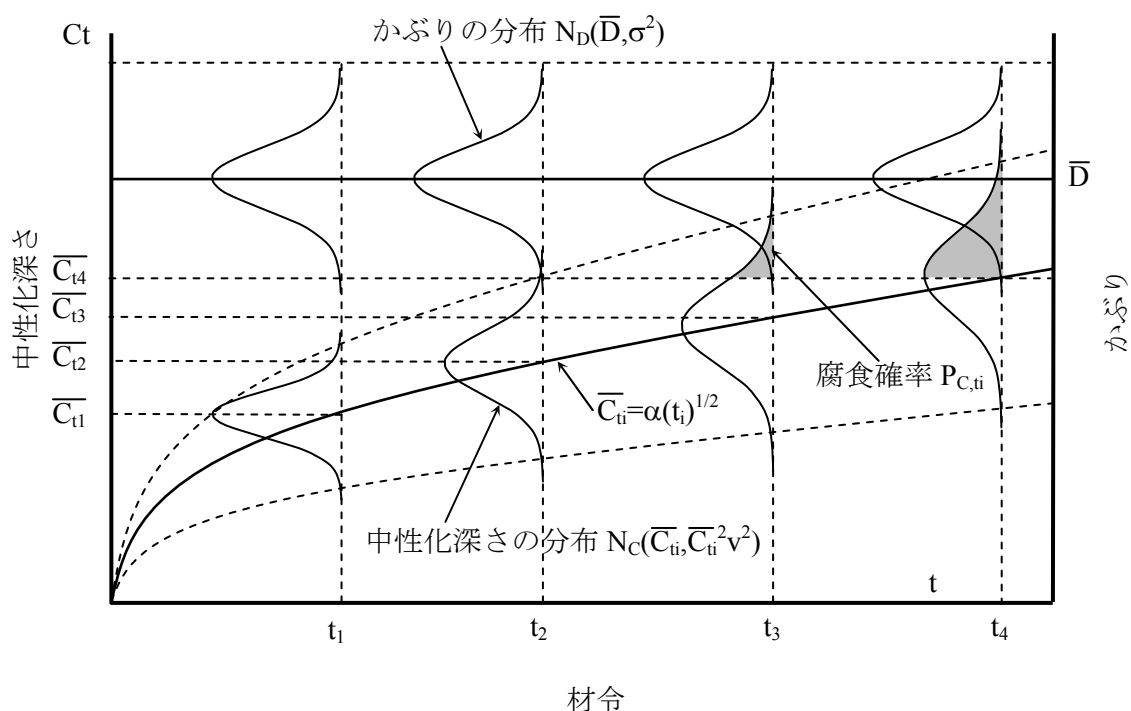


図 2.5.1 材令と中性化深さ、かぶりの関係

れる。

かぶりと中性化深さの差，すなわち中性化残り(D-Ci)の分布は，かぶりの分布と中性化残りの分布を考慮すると，中性化残りの平均値($\bar{D}-\bar{C}_{ti}$)，標準偏差($(\bar{C}_{ti}^2 v^2 + \sigma^2)^{1/2}$)とする正規分布 $N_{D-C}(\bar{D}-\bar{C}_{ti}, \bar{C}_{ti}^2 v^2 + \sigma^2)$ で表される．この分布関数は，下記式で表される．

$$f(D-C_{ti}) = \frac{1}{\sqrt{2\pi(\bar{C}_{ti}^2 v^2 + \sigma^2)}} \exp \left[-\frac{\{(D-C_{ti}) - (\bar{D}-\bar{C}_{ti})\}^2}{2(\bar{C}_{ti}^2 v^2 + \sigma^2)} \right] \quad \text{式(2.5.1.1)}$$

したがって，腐食確率 $P_{C,ti}$ は下記式で得られる．

$$P_{C,ti} = \int_{-\infty}^0 f(D-C_{ti}) d(D-C_{ti}) \quad \text{式(2.5.1.2)}$$

北後¹⁴⁾は，この建築分野における中性化の腐食確率の考え方を劣化した土木構造物へ適用した場合の適合性について検討している．この研究では，柱部分に顕著な変状が見られる鉄道高架橋の柱部を対象とし，中性化深さ(測定 160 箇所)や塩化物イオン量(測定 27 箇所)のデータを元に腐食確率を算出している．算出は，上記で示した式(2.5.1.1)，式(2.5.1.2)を用いて行

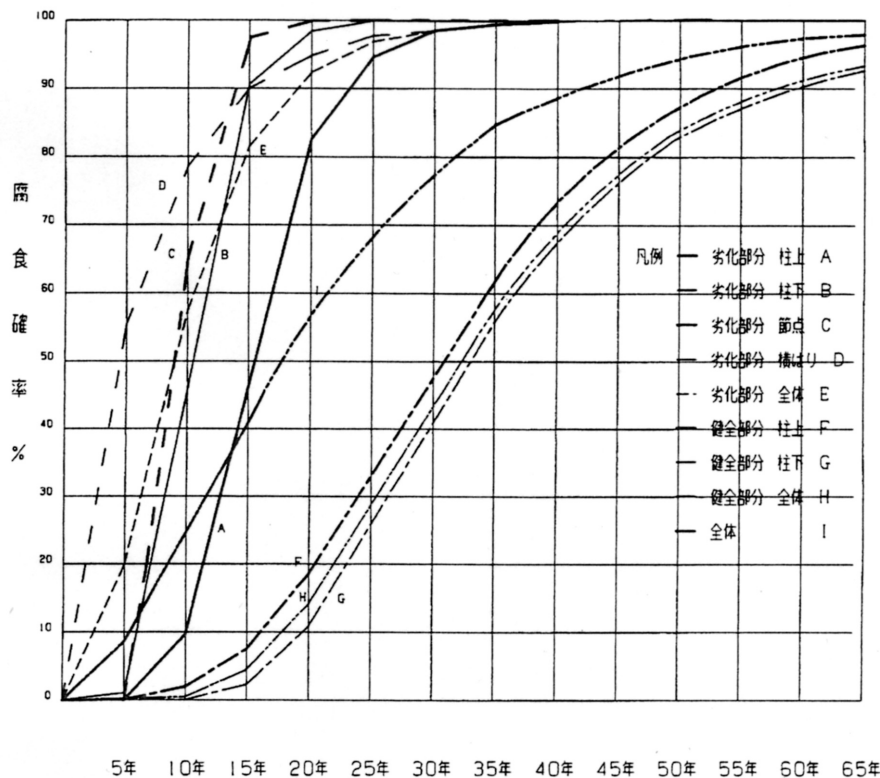


図 2.5.2 鉄道高架橋柱部の腐食確率算出例¹⁴⁾

っている。図 2.5.2 に北後が算出した鉄道高架橋の経年と腐食確率の関係を示す。

図 2.5.2 の各部位の腐食確率を平均した曲線 I を見ると、材令 15 年で腐食確率が 40% であることがわかる。この結果から、北後は和泉らの研究で得られた腐食確率と構造物劣化状態の相関性を参照し、建築分野における中性化の腐食確率の考え方は、鉄道高架橋柱部においても適用可能であると結論付けている。

2. 5. 2 塩害の腐食確率

中性化の腐食確率と同様に、塩害においても塩化物イオン量やかぶりのばらつきを考慮して腐食確率を算出する研究が行われている⁷²⁾。

かぶり表面からの深さと塩化物イオンの関係は、式(2.3.4.1)に示すように、Fick の拡散方程式の解で示される⁵⁾。材令 t における鉄筋位置 x での塩化物イオン量 Cl は、初期塩化物イオン量 Cl_{init} とコンクリート表面の塩化物イオン量 Cl_0 および塩化物イオンの拡散係数 D を用いて下記式で示される。

$$Cl = (Cl_0 - Cl_{init}) \left\{ 1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{Dt}} \right) \right\} + Cl_{init} \quad \text{式(2.5.2.1)}$$

ここで、式(2.5.2.1)における塩化物イオン量 Cl を発錆限界量 Cl_{lim} (例えば 1.2kg/m^3) とすれば、材令 t と発錆限界量に到達した深さ x の関係は、相補誤差関数(erfc)を用いて下記式で表され

る.

$$x = 2\sqrt{Dt} \cdot \operatorname{erfc}^{-1}\left(\frac{Cl_{\lim} - Cl_{\text{init}}}{Cl_0 - Cl_{\text{init}}}\right) \quad \text{式(2.5.2.2)}$$

式(2.5.2.2)において、拡散係数 D 、発錆限界量 Cl_{\lim} 、初期塩化物イオン量 Cl_{init} 、表面の塩化物イオン量 Cl_0 が定数であるとする、中性化の場合と同様に、塩化物イオンが発錆限界量に到達した深さ x は材令 t の二乗根の関係となる。ここで、材令 t_i において、発錆限界量に到達した深さは、式(2.5.2.2)で表される平均深さ \bar{x}_{ti} 、変動係数 v のばらつきを持つとし、その分布は正規分布 $N_x(\bar{x}_{ti}, \bar{x}_{ti}^2 v^2)$ であると仮定する。かぶりの分布を正規分布 $N_D(\bar{D}, \sigma^2)$ とすれば、中性化と同様に、材令と発錆限界量に到達した深さ、かぶりの関係は図 2.5.3 に示すようにモデル化できる。2.5.1 で示したように、それぞれの分布の重複面積は腐食確率 $P_{Cl,ti}$ である。鉄筋のかぶりと発錆限界量に到達した深さの差 $(D - x_{ti})$ の分布は、その平均値 $(\bar{D} - \bar{x}_{ti})$ と標準偏差 $((\bar{x}_{ti}^2 v^2 + \sigma^2)^{1/2})$ とする正規分布 $N_{D-x}(\bar{D} - \bar{x}_{ti}, \bar{x}_{ti}^2 v^2 + \sigma^2)$ で表される。この分布関数は下記式で表される。

$$f(D - x_{ti}) = \frac{1}{\sqrt{2\pi(\bar{x}_{ti}^2 v^2 + \sigma^2)}} \exp\left[-\frac{\{(D - x_{ti}) - (\bar{D} - \bar{x}_{ti})\}^2}{2(\bar{x}_{ti}^2 v^2 + \sigma^2)}\right] \quad \text{式(2.5.2.3)}$$

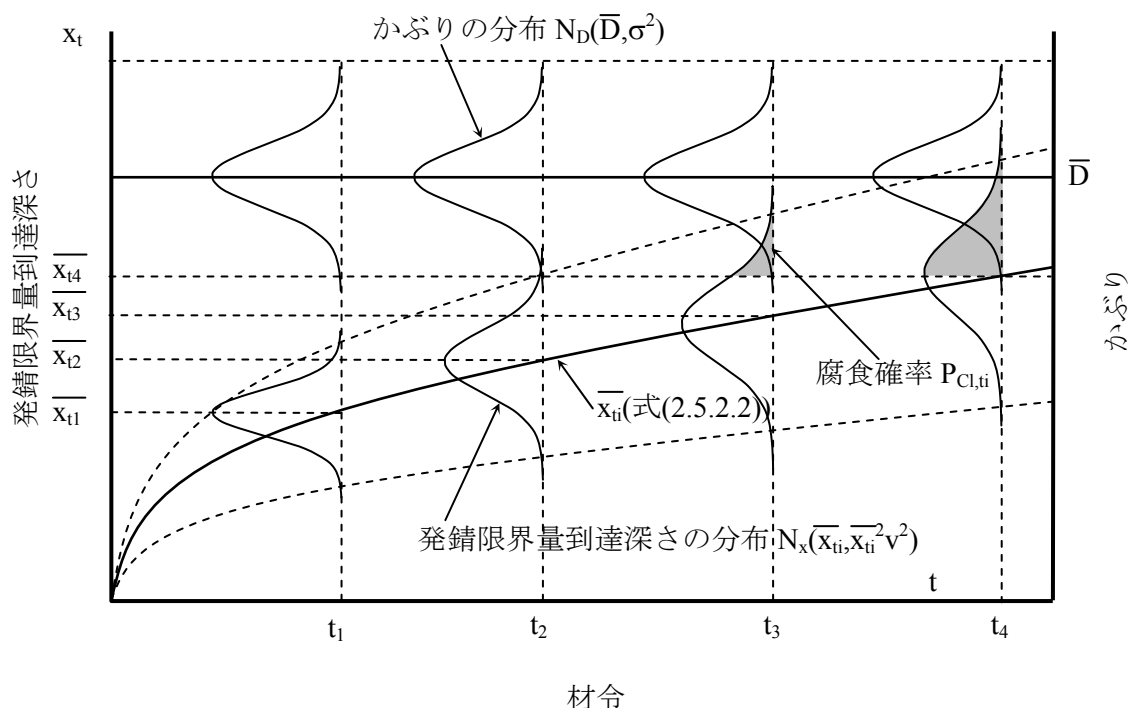


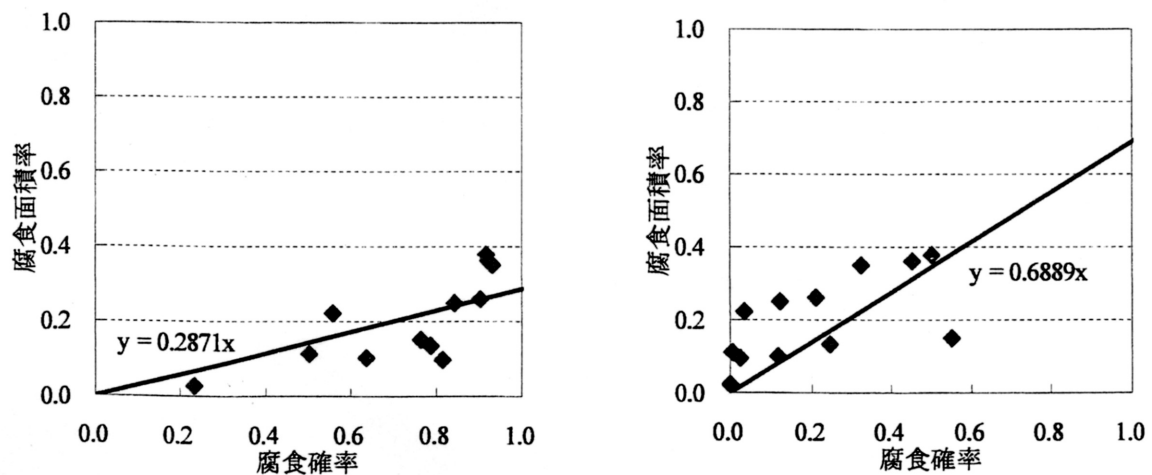
図 2.5.3 材令と発錆限界量到達深さ、かぶりの関係

式(2.5.2.3)を用いて，腐食確率 $P_{Cl,ti}$ は下記式で得られる．

$$P_{Cl,ti} = \int_{-\infty}^0 f(D - x_{ti}) d(D - x_{ti}) \quad \text{式(2.5.2.4)}$$

玉井⁴⁶⁾は，塩害における腐食確率の考え方を用いて，自ら行った実験供試体の腐食面積率と腐食確率の相関性を得ている．この研究では，初期塩化物イオンが 0kg/m^3 の供試体に，5%の塩化ナトリウム水溶液を毎日噴霧し，乾湿繰り返しの環境条件を再現している．塩化物イオンによる発錆限界量を 1.2kg/m^3 ， 2.5kg/m^3 とした場合の，腐食確率と腐食面積率の関係を図 2.5.4 に示す．

発錆限界量を 1.2kg/m^3 と設定した場合は，腐食面積率より腐食確率が相当大きく算出されていることがわかる．また，発錆限界量を 2.5kg/m^3 と設定した場合は， 1.2kg/m^3 よりも腐食面積率と腐食確率は近接した関係となっているものの，やはり腐食面積率より腐食確率が多い．玉井は，この理由として，塩化物イオンによる鉄筋腐食はマクロセル腐食の腐食形態となることが多く，これにより腐食領域が限定し腐食が進行したため，腐食面積が大きくなり，理論的に算出された腐食確率よりも腐食面積率が小さくなったとしている．また，供用期間が長期となった場合は，腐食領域も拡大していくと考えられるため，将来的には腐食面積率と腐食確率は近接する可能性がある」と指摘している．



(1) 腐食発生限界量 1.2kg/m^3

(2) 腐食発生限界量 2.5kg/m^3

図 2.5.4 腐食確率と腐食面積率の関係⁴⁶⁾

2. 6 今後の課題

本論で紹介した既往の研究を見れば、多くの研究者が鉄筋腐食を引き起こす劣化要因、鉄筋腐食のメカニズム、鉄筋腐食に伴うひび割れ発生や、進展過程、また構造的耐荷力について検討を行ってきていることがわかる。しかし、現在でも不明な点が多く、課題が多いことも述べたとおりである。そこで、本論ではこれまで述べた中で、本論の範囲の中で考えるべき課題について以下に整理する。

- 1) 鉄筋腐食の再現手法として多く用いられている電食手法は、腐食生成物の組成や、腐食生成物の流出などの観点から、一般的な劣化による鉄筋腐食と形態が異なる可能性が指摘されている。電食手法以外の手法を用いた場合、鉄筋腐食を再現に多くの時間を要するため、一研究としては困難な面もある。電食手法以外で、短時間で鉄筋腐食を模擬できる手法の構築が望まれる。
- 2) 鉄筋腐食に伴うひび割れの研究は多く行われているが、その多くは二次元断面解析によるもので、鉄筋腐食延長をパラメータにもつ実験的検討は Andrés ら以外には見当たらない。腐食延長を考慮した場合、二次元断面解析の結果と実験結果が乖離することが考えられる。今後、二次元断面解析と腐食延長をパラメータに持つ結果との整合性を図り、これまでの研究結果の汎用性向上に努める必要がある。
- 3) 鉄筋腐食によるひび割れは、主にかぶり面鉄筋軸方向のひび割れがいつ発生するかという観点から解析が行われている場合が多いようである。腐食による鉄筋軸方向ひび割れについての検討は、安全性能や美観・景観の性能維持には必要であるが、これに加えて第三者損傷を引き起こす剥離片を形成するひび割れについても検討が必要である。
- 4) 鉄筋腐食した構造物の耐荷性能の判断は研究者によって解釈が分かれるところである。鉄筋腐食することにより、耐荷性能が向上するという論文も多い。これを勘案すると、激しい腐食が生じるまでは研究者が一定の方向性を持つほどの、顕著な耐荷性能の低下は鉄筋腐食では起こらない可能性があることを示している。安全性能の低下は今後とも把握が必要であると考えられる。安全性能が低下する時期を明確にし、維持管理における他の要求性能との時間的な差を明確にすることが性能維持の観点から重要であると考えられる。

2. 7 本章の参考文献

- 1) 日本コンクリート工学協会：コンクリート診断技術'01 基礎編，日本コンクリート工学協会，2001. 3.
- 2) 松田 好史・垣尾 徹・北後 征雄・十河 茂幸・小林 茂広・宮川 豊章：鉄道コンクリート構造物の適正な維持管理(JR 山陽新幹線における維持・補修技術の現状と課題を探る)，日刊建設工業新聞社，2004. 9.

- 3) 小林 一輔：コンクリート構造物の早期劣化と耐久性診断，コンクリート構造物の耐久性診断シリーズ 1，森北出版，1991. 7
- 5) 複合劣化コンクリート構造物の評価と維持管理計画研究委員会：複合劣化コンクリート構造物の評価と維持管理計画研究委員会報告書，日本コンクリート工学協会，2001. 5.
- 6) 土木学会コンクリート委員会：コンクリート標準示方書[維持管理編]，土木学会，2001. 1.
- 7) 小林 豊治・米澤 敏男・出頭 圭三：鉄筋腐食の診断，コンクリート構造物の耐久性診断シリーズ 3，森北出版，1993. 5
- 8) H.H ユーリック，R.W レヴィー：腐食反応とその制御，産業図書，1974.
- 9) 大即 信明：塩害(I)，コンクリート構造物の耐久性診断シリーズ，技報堂出版，1986. 5.
- 10) 須田 久美子・MISRA Sudhir・本橋 賢一：腐食ひび割れ発生限界腐食量に関する解析的検討，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.14，No.1，1992.
- 11) 吉岡 保彦・米澤 敏男：鉄筋の腐食生成物の力学的特性に関する基礎的な検討，土木学会第 37 回年次学術講演会，5-136，271-272，2005. 1982.
- 12) 伊藤 五郎：腐食化学と防食技術，コロナ社
- 13) 喜多 達夫：中性化，コンクリート構造物の耐久性診断シリーズ，技報堂出版，1990. 9.
- 14) 岸谷 孝一・小林 一輔・檜野 紀元・宇野 祐一：塩化物を含むコンクリート中における鉄筋腐食と中性化の関係，コンクリート工学論文集，No.1，77-84，1991.
- 15) 北後 征雄：鉄筋コンクリート鉄道構造物の鉄筋腐食に関する実証的研究，京都大学大学院博士論文，2000. 11.
- 16) 大即 信明：塩害(II)，コンクリート構造物の耐久性診断シリーズ，技報堂出版，1991. 4.
- 17) 鳥取 誠一：鉄筋腐食に関する暴露試験等に基づいたコンクリート構造物の劣化予測，京都大学大学院博士論文，2003. 3.
- 18) J.Mietz：Electrochemical Rehabilitation Methods for Reinforced Concrete Structures，European Federation of Corrosion by The Institute of Materials，EFC No.24，1998.
- 19) B.Elesener・M.Molina・H.Bohni：THE ELECTROCHEMICAL REMOVAL OF CHLORIDES FROM REINFORCED CONCRETE，Corrosion Science，35，1563-1570，1993.
- 20) 大即 信明・横井 聡之・下沢 治：モルタル中の鉄筋の不動態に及ぼす塩素の影響，土木学会論文集，No.360/V-3，111-118，1985. 8.
- 21) TOYOAKI MIYAGAWA：EARLY CHLORIDE CORROSION OF REINFORCING STEEL IN CONCRETE，京都大学大学院博士論文，1985. 2.
- 22) 土木学会コンクリート委員会：コンクリート標準示方書[施工編]，土木学会，2002.

- 23) Browne : Mechanisms of corrosion of steel in concrete in relation to design, inspection and repair of offshore and coastal structures, ACI SP-65, 169-204, 1980.
- 24) Andrés A・Torres-Acosta・Alberto A.Sagiúes : Concrete Cracking by Localized Steel Corrosion – Geometric Effects, ACI MATERIALS JOURNAL, November-December, 501-507, 2004.
- 25) Andrade C・Alonso C・Molina F.J. : Cover cracking as a function of rebar corrosion : Part 1 – Experimental test, Materials and structures, 26, 453-464, 1993.
- 26) Parrott P.J. : Design for avoiding damage due to carbonation induced corrosion : Durability of Concrete, ACI SP-145, 283-298, 1994.
- 27) Molina F.J・Alonso C・Andrade C : Cover cracking as a function of rebar corrosion : Part 2 – Numerical method, Materials and Structures, 26, 532-548, 1993.
- 28) Stroeve P・Dalhuisen D.H・Moczko A.T : Experimental simulation of bar corrosion and implementations for concrete durability, Concrete under sever conditions Environment and loading vol.1, E&FN SPON, 554-563, 1995.
- 29) Padovan J・Jae J : FE modeling of expansive oxide induced fracture of rebar reinforced concrete, Engineering Fracture Mechanics, 56(6), 149-164, 1997.
- 30) Christopher K.Y.leung : Modeling of Concrete Cracking Induced by Steel Expansion” JOURNAL OF MATERIALS IN CIVIL ENGINEERING , MAY/JUNE 2001 169-175
- 31) Birgitte Friis Dela・Henrik Stang : Two-dimensional analysis of crack formation around aggregates in high-shrinkage cement paste, Engineering Fracture Mechanics, 65, 149-164, 2000.
- 32) 田森 清美・丸山 久一・小田川 昌史・橋本 親典 : 鉄筋の発錆によるコンクリートのひび割れ性状に関する基礎研究, コンクリート工学年次論文集, 10-2, 1988.
- 33) 木村 哲士・丸山 久一・濱田 宏 : RC 部材における鉄筋腐食の定量的評価方法に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.18, No.1, 771-776, 1996.
- 34) 堤 知明・松島 学・村上 祐治・関 博 : 腐食ひび割れ発生機構に関する研究, 土木学会論文集, No.532/V-30, 159-166, 1996. 2.
- 35) Qi Lukuan・関 博 : 鉄筋腐食によるコンクリートのひび割れ発生状況およびひび割れ幅に関する研究, 土木学会論文集, No.669/V-50, 161-171, 2001. 2.
- 36) 角本 周・梶川 康男・川村 満紀 : コンクリート中の鉄筋腐食による膨張挙動の弾塑性解析とその適用性, 土木学会論文集, No.402/V-10, 151-159, 1989. 2.
- 37) 日本コンクリート工学協会 : コンクリート構造物のリハビリテーション研究委員会報告書, 日本コンクリート工学協会, 1988.
- 38) 柏原 茂・谷村 幸裕・泉並 良二・木村 元哉 : 実構造物から採取した腐食鉄筋の引張降伏強度推定に関する一考察, 土木学会第 55 回年次学術講演会, 第 5 部門, 718-719, 2000.
- 39) 柚本 真介・山本 貴士・服部 篤史・宮川 豊章 : 炭素繊維シート横拘束曲げ部材の変形性状に与える鉄筋腐食の影響, 土木学会第 55 回年次学術講演会, 第 5 部門,

784-785, 2000.

- 40) 李 翰承・友澤 史紀・野口 貴文・鹿毛 忠継：有限要素法による鉄筋の腐食した RC 梁の耐力性能評価，コンクリート工学論文集，Vol.19, No.1, 1147-1152, 1997.
- 41) A.Hattori・T.Miyagawa：Prediction of degradation and performance in RC beams subjected to chloride attack by corrosion monitoring, Proceedings of the Seventh International Conference on Inspection, Appraisal, Repair & Maintenance of Building & Structures, Vol.2, 81-88, 2001.
- 42) 碓本 大・荒木 弘祐・山本 貴士・服部 篤史・宮川 豊章：両引き試験による鉄筋腐食と付着強度の関係に関する研究，土木学会第 60 回年次学術講演会，5-171, 341-342, 2005. 9.
- 43) 武若 耕司・松本 進：コンクリート中の鉄筋腐食が RC 部材の力学的性状に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，177-180, 1984.
- 44) 中田 康広，丸山 久一，橋本 親典，清水 敬二：鉄筋腐食によるひび割れが梁供試体の耐荷性状に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.12, No.1, 551-556, 1990.
- 45) 岡田 清・小林 和夫・宮川 豊章・九富 理：鉄筋腐食における鉄筋軸方向ひび割れがコンクリートの部材特性に与える影響，コンクリート工学年次論文集，113-116, 1985.
- 46) 中川 元宏：中性化による鉄筋腐食状態の自然電位法による推定に関する研究，京都大学博士論文，2005. 3.
- 47) 玉井 譲：コンクリート中の鉄筋腐食における劣化予測に関する研究，京都大学博士論文，2005. 3.
- 48) 荒木 弘祐：鉄筋腐食診断における電流拡散の理論的・実験的研究，早稲田大学修士論文，1997. 3.
- 49) 山本 貴士：補強したコンクリートの曲げ部材の力学的性能と耐久性能に関する研究，京都大学博士論文，2001. 3.
- 50) 堤 知明・安田 登・松島 学・大賀 宏行：腐食生成物によるひび割れ幅のモデル化に関する研究，土木学会論文集，No.585/V-38, 69-77, 1982. 2.
- 51) 堤 知明・松島 学・村上 祐治・関 博：既設構造物のひび割れ幅から鉄筋腐食量の推定，コンクリート工学年次論文集，Vol.18, No.1, 1996.
- 52) 高橋 修平・Qi Lukuan・高木 言芳・関 博：コンクリートの中性化による内部鉄筋の腐食性状について，土木学会第 53 回年次学術講演会，V-124, 248-249, 1998. 10.
- 53) 石澤 一二・Qi Lukuan・高木 言芳・関 博：コンクリートの中性化による内部鉄筋の腐食生成物の分析，土木学会第 53 回年次学術講演会，V-123, 246-247, 1998. 10.
- 54) 日本下水道事業団：下水道構造物に対するコンクリート腐食抑制技術及び防食技術の評価に関する報告書，2001.
- 55) 土木学会アルカリ骨材反応対策小委員会：アルカリ骨材反応対策小委員会報告書－鉄筋破断と新たな対応－，土木学会，2005.

- 56) 長谷川 寿夫・藤原 忠司：凍害 コンクリート構造物の耐久性診断シリーズ，技報堂出版，1988. 2.
- 57) 村松 浩成：鉄筋の腐食速度に関する実験的研究，早稲田大学修士論文，1995. 3.
- 58) 武若 耕司：コンクリートの非破壊検査方法(原理と手法)ー鋼材腐食ー，コンクリート工学，Vol.27，No.3，69-74，1989.
- 59) 関 博・宮田 克二・北峯 博司・金子 雄一：比抵抗によるコンクリートの緻密性に関する実験的一考察，土木学会論文集，No.451/V-17，49-57，1992. 8.
- 60) 松村 卓郎・金津 努・西内 達雄：海岸近くの大気中に位置するコンクリート構造物の鉄筋腐食進行評価手法，土木学会論文集，No.634/V-45，303-314，1999. 11.
- 61) 丸屋 剛・Somnuk TANGTERMSIRIKUL・松岡 康訓：コンクリート表層部における塩化物イオンの移動に関するモデル化，土木学会論文集，No.585/V-38，79-95，1998. 2.
- 62) 岡田 清・小柳 治・宮川 豊章：コンクリート部材のひび割れと鉄筋腐食に関する研究，土木学会論文集，第 281 号，75-87，1979. 1.
- 63) 植木 博・佐々木 一哉・井野 勝彦・山内 博司：一定ひび割れ幅を有する鉄筋コンクリート暴露供試体中の鉄筋の腐食，土木学会第 49 回年次学術講演会，V-268，536-537，1994. 9.
- 64) 井上 寛美・鳥取 誠一・神野 嘉希・北後 征雄：中性化と内部塩分環境下における鉄筋腐食状況の電気化学的評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.17，No.1，853-858，1995.
- 65) 小林 茂広・宮川 豊章・菊池 保孝・北後 征雄：複合要因による鉄筋腐食と補修方法の検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.15，No.1，703-708，1993.
- 66) 飯泉 興平・関 博・薛 昕：塩化物と中性化の複合作用を受ける RC 部材の鉄筋腐食とかぶりコンクリートに発生するひび割れに関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.27，No.1，925-930，2005.
- 67) 太田 和広・鳥取 誠一・北後 征雄・宮川 豊章：コンクリートの中性化と初期塩化物による鉄筋腐食性状，コンクリート工学年次論文集，Vol.22，No.1，175-180，2000.
- 68) 笹渕 優樹・榊田 佳寛・中村 成春：塩化物を含んだコンクリート中の鉄筋腐食速度に関する暴露試験，コンクリート工学年次論文集，Vol.20，No.1，317-322，1998.
- 69) 橋本 航・森川 英典・小林 秀恵：鉄筋腐食を考慮した RC 梁部材のせん断耐荷性能評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.25，No.2，1009-1014，2003.
- 70) 石橋 忠良・古谷 時春・浜崎 直行・鈴木 博人：高架橋等からのコンクリート片剥落に関する調査研究，土木学会論文集，No.711/V-56，125-134，2002. 8.
- 71) コンクリート標準示方書改訂小委員会：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]，土木学会，2002. 3.
- 72) (財)国土開発技術研究センター建築物耐久性向上技術普及委員会：建築物の耐久性向上技術シリーズ 建築構造編Ⅰ 鉄筋コンクリート造建築物の耐久性向上技術，建設

大臣官房技術調査室，1986． 6．

- 73) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の耐久設計施工指針(案)・同解説，日本建築学会，2004． 3．

第3章 鉄筋腐食膨張圧のモデル化手法に関する研究

3. 1 はじめに

鉄筋腐食に伴うコンクリートのひび割れメカニズムの研究は多くの研究者によって広く行われてきた。これら既往の研究は、鉄筋の腐食量とかぶりコンクリートのひび割れ発生・進展の相関性、あるいは鉄筋腐食に伴う腐食膨張圧とひび割れ発生の相関性について記述されたものが多い。鉄筋腐食の再現には多くが電食手法^{たとえば、1~6)}を用いており、また、腐食膨張圧をモデル化する手法としては、二次元断面による解析手法例^{たとえば、7~14)}や、破碎材⁷⁾やくさび¹⁵⁾を用いて人工的に腐食膨張圧を再現する手法が提案されている。

様々な鉄筋腐食の再現手法が提案されているものの、実構造物における鉄筋腐食と比較した場合、厳密に言えばいずれの手法においても何らかの課題を残しているといえる。電食による手法では、電気的な鉄筋腐食を水中で急激に促進するため、コンクリートにひび割れが発生した後、ひび割れを通じて腐食生成物が流出することや、腐食生成物の組成が実際の鉄筋腐食で生じる組成と異なる可能性が指摘されている¹⁶⁾。また、腐食膨張圧のモデル化手法については、二次元断面解析における変位・内圧導入方法の妥当性や、材料物性値の設定方法などが課題である¹⁶⁾。腐食膨張圧の人工的な再現では、鉄筋界面とコンクリートの付着の再現方法や、発生したひび割れに腐食生成物が侵入する現象の解釈、また、腐食部位の諸元による寸法効果^{6, 17, 18)}が考えられる。

本章では腐食膨張圧の再現手法として新たな手法の開発を試みた。この中では本論で使用する半径変化量の定義、および実験で得られる測定値から半径変化量、内圧に変換する手法を述べる。さらに、この手法を用いて行った実験の結果を考察し、腐食膨張圧のモデル化手法としての妥当性の考察を行う。最後に、厚肉円筒理論²²⁾を用いて算出される最大腐食膨張圧の推定方法について述べる。

3. 2 半径変化量の定義

鉄筋腐食の研究では、腐食した鉄筋の重量減少量(腐食減量)や鉄筋断面半径の減少量(断面半径減少量)をパラメータとして研究が進められることが多い。腐食減量をパラメータとする場合は主に実験室レベルでの研究が多く、コンクリート中の鉄筋を躯体から採取できる環境の場合に用いられている。手法としては、促進腐食前の鉄筋重量を計測しておき、促進腐食後、クエン酸二アンモニウム溶液で錆層を溶解・除去した鉄筋重量を計測して、前後の重量差から腐食減量を求める手法が用いられる。一方、実構造物で鉄筋腐食量を研究する場合は断面半径減少量をパラメータとする場合が多い。これは、実構造物においては、鉄筋を切断して採取することが困難であるためである。断面半径減少量は、ブラスト処理した鉄筋の断面を数箇所ノギス等で計測し、鉄筋の規格値と比較することで断面の半径減少量を測定する。腐食減量と断面半径減少量を比較した場合、精度面では腐食減量が適しており、実用面では断面半径減少量が優れていると考えられる。

鉄筋腐食膨張圧によるかぶりコンクリートの破壊に関する解析では、二次元断面解析が多く用いられている。この解析結果と実際の鉄筋腐食を連携させるためには、上記で説明した実験で得られる腐食減量、断面減少量とともに、鉄の腐食膨張倍率が必要となる。これは、鉄は腐食するとその体積が膨張するため、解析で得られた鉄筋断面の変形量から腐食減量、断面減少量に換算するために、腐食膨張倍率がパラメータとして必要となるためである。腐食膨張倍率は鉄の腐食生成物によって異なり、2～4 倍程度であるとされている¹⁹⁾。塩害や中性化で生じる腐食生成物の腐食膨張倍率は 2～2.5 倍程度²⁰⁾であるが、電食で生じる腐食生成物の腐食膨張倍率は 3～4 倍と実際の鉄筋腐食よりもその倍率は大きいと報告がある²¹⁾。

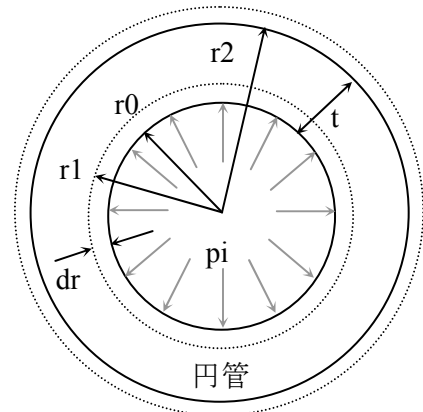


図 3.2.1 半径変化量(dr)の定義

ここで示した腐食膨張倍率は鉄錆の成分分析から得られた膨張倍率である。すなわち、応力の存在する環境下での腐食膨張倍率ではないことに注意が必要である。かぶり表面にひび割れが生じる以前の鉄筋腐食の初期段階においては、腐食膨張圧の反力として拘束圧が存在することが考えられるため、腐食膨張倍率は上記で示した倍率と異なり小さい可能性が考えられる。これまでの研究では、腐食膨張倍率を一定値として取り扱っているが、腐食膨張倍率はコンクリートのひび割れ発生前後で異なる可能性や、自然腐食や腐食速度による腐食形態の違いにより異なる可能性もある。今後、劣化段階における腐食膨張倍率の変化についてはさらに研究を進める必要があると考えられる。

本論では、腐食膨張倍率のモデル実験を行うに当たり、パラメータとして「半径変化量」を定義する。これは、厚肉円筒理論²²⁾において用いられる dr を定義するものである。図 3.2.1 に半径変化量(dr)の定義の略図を示す。ある厚み(t)を持った円管が存在し、その内径を r_0 、外径 r_2 とする。内円の壁面に均一な内圧(p_i)を受け、内径が r_0 から r_1 に変形すると考える。この場合の r_1 と r_0 の差($r_1 - r_0$)を半径変化量(dr)と定義する。

鉄筋腐食で考えた場合、半径変化量(dr)は腐食生成物を含めた鉄筋の見かけ上の平均半径と元鉄筋の平均半径の差と考えることが出来る。半径変化量は腐食膨張倍率を定義することで、上記で述べた腐食減量、断面半径減少量に変換することができる。半径変化量から断面半径減少量への変換式を 3.3.1 に、算出された断面半径減少量から腐食減量への変換式を 3.

3.2 に示す。

3.3 半径変化量の換算

半径変化量から腐食減量、断面半径減少量への換算として共通で使用するパラメータを下記に示す。

ρ_s ……………鉄の単位体積質量(mg/mm^3)

γ	腐食膨張倍率(倍)
r_0	初期鉄筋公称半径(mm)
r_1	腐食生成物を含めた腐食鉄筋の見かけ上の平均半径(mm)
r_3	腐食生成物を除去した場合の鉄筋の平均半径(mm)
L	腐食鉄筋の軸方向の長さ(mm)
Δr	鉄筋断面半径減少量(mm)
W_{loss}	腐食減量(mg/cm^2)

3. 3. 1 半径変化量から断面半径減少量への換算

半径変化量から断面半径減少量への換算は幾何学的に算出を行う。すなわち，図 3.3.1 に示すように，初期鉄筋公称半径 r_0 の鉄筋が腐食し，腐食生成物を含めた腐食鉄筋の見かけ上の平均半径が r_1 となった場合を考える。この場合，腐食膨張倍率を使用すると下記の式が成り立つ。

$$\gamma(\pi r_0^2 \times L - \pi r_3^2 \times L) + \pi r_3^2 \times L = \pi r_1^2 \times L$$

式(3.3.1.1)

ここで， $r_3 = r_0 - \Delta r$ であり， $r_1 = r_0 + dr$ であるから，代入し，整理すると，

$$\Delta r = r_0 - \sqrt{\frac{\gamma r_0^2 - (r_0 + dr)^2}{\gamma - 1}} \quad (3.3.1.2)$$

このように，半径変化量(dr)は初期鉄筋公称半径(r_0)と腐食膨張倍率(γ)を用いて断面半径減少量(Δr)に換算することができる。

3. 3. 2 半径変化量から腐食減量への換算

腐食減量には様々な単位による表現が存在するが，本論では維持管理標準で用いられている腐食減量(mg/cm^2)へ変換する。腐食減量への換算は下記の式で表される。

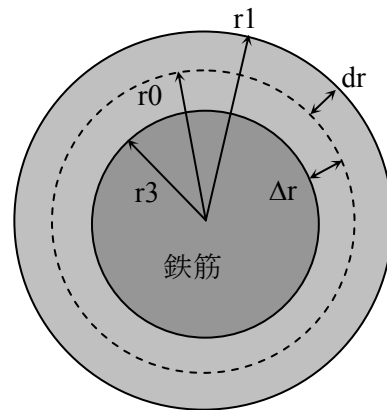


図 3.3.1 半径変化量の換算

$$W_{\text{loss}} = \frac{\left\{ \pi \left(\frac{r_0}{10} \right)^2 - \pi \left(\frac{r_3}{10} \right)^2 \right\} \times \frac{L}{10} \times 1000 \rho_s}{2\pi \frac{r_0}{10} \times \frac{L}{10}} \quad \text{式(3.3.1.3)}$$

$r_3 = r_0 - \Delta r$ であるから代入して整理すると,

$$W_{\text{loss}} = 50 \rho_s \frac{\Delta r (2 \cdot r_0 - \Delta r)}{r_0} \quad \text{式(3.3.1.4)}$$

以上のように, 半径変化量は式(3.3.1.2)から算出される断面半径減少量(Δr)と初期鉄筋公称半径(r_0), および鉄の単位体積重量(ρ_s)から腐食減量(W_{loss})に換算することができる.

3. 4 本章のモデル実験で使用する供試体の作成

3. 4. 1 供試体の型枠, 寸法

腐食膨張圧モデル化手法の開発に使用した供試体について説明する. 供試体は写真 3.4.1 に示す 400mm×150mm×150mm の角柱供試体用の型枠を用いて作成した. なお, 写真に示すように, 型枠は供試体 4 体が 1 セットである. この供試体には内部に, 直径 26mm, 長さ 300mm の円柱空洞が形成されるよう外径 26mm の塩化ビニル管(VP20)(以下, 塩ビ管と略称)を配置し

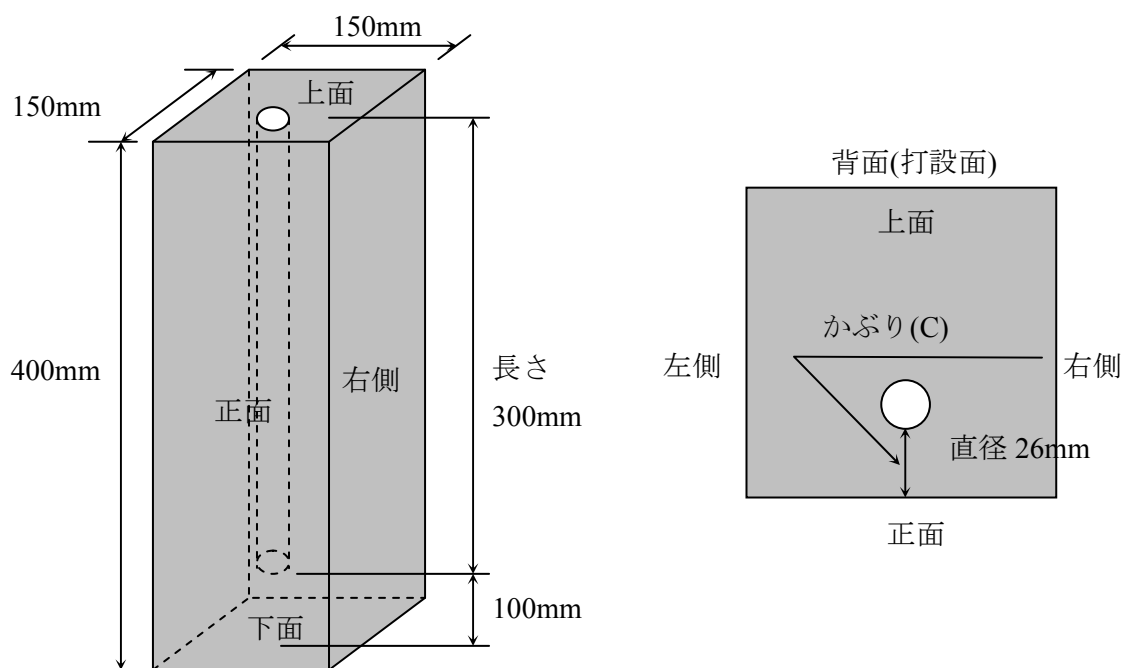


図 3.4.1 モデル実験手法開発用供試体 (左: 全景 右: 断面)

ている．かぶりは鉄道高架橋の床版部において一般的に適用される 25mm と，これより小さな場合としてかぶり 15mm，大きな場合としてかぶり 40mm となるように 3 種類を設定した．円柱空洞は脱型時に塩ビ管引き抜くことにより形成する．塩ビ管引き抜きを容易にするため，塩ビ管表面にはコンクリート打設前に剥離剤(機械油)を十分に塗布した．また，管理供試体として直径 100mm，長さ 200mm の圧縮試験用供試体を 3 体，直径 150mm，長さ 150mm の割裂試験用供試体を 3 体作成した．本章で作成した供試体の外形を図 3.4.1 の左に，および供試体各面の呼び方を図 3.4.1 の右に示す．また，モデル化手法開発で作成した供試体の一覧を表 3.4.1 に示す．

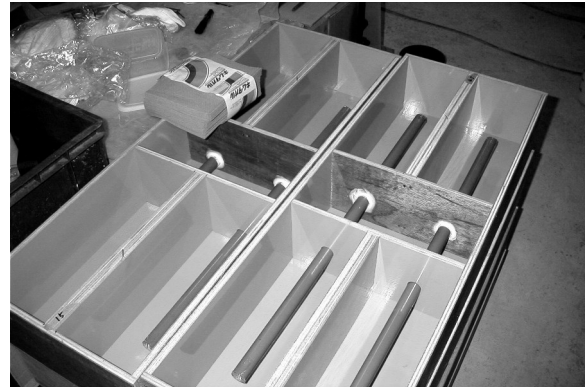


写真 3.4.1 モデル化手法開発用
供試体型枠

表 3.4.1 モデル化手法開発供試体一覧

供試体分類	寸法(mm)	個数 (体)
モデル化手法開発用 供試体	400×150×150 かぶり 15 円柱内部空洞 直径 26×長さ 300	4
	400×150×150 かぶり 25 円柱内部空洞 直径 26×長さ 300	4
	400×150×150 かぶり 40 円柱内部空洞 直径 26×長さ 300	4
圧縮試験用供試体	直径 100×長さ 200	3
割裂試験用供試体	直径 150×長さ 150	3

3. 4. 2 コンクリートの打設，および養生方法

本章で作成したモデル化供試体のコンクリート配合を表 3.4.2 に示す．コンクリートの練混ぜは細骨材，粗骨材とセメントを同時にコンクリートミキサー内に投入して 30 秒間空練りした後，混和剤を溶解させた練混ぜ水を加えてさらに 2 分間練り混ぜて行った．打設はスラ

表 3.4.2 モデル化手法開発用供試体のコンクリート配合

粗骨材 の最大 寸法 (mm)	スラ ンプ (cm)	空 気 量 (%)	W/C (%)	細 骨 材 率 (%)	水 (kg/m ³)	早強 セメント (kg/m ³)	細骨材 (kg/m ³)	粗骨材 (kg/m ³)	AE 減水剤 (cc/m ³)
15	12±2	4	62	51	179	288	921	912	718

ブ版の下端鉄筋を模擬するため背面側から行った。塩ビ管が埋設した時点で一旦振動締固めを行い、引き続きコンクリートを投入し最終面まで打設・締固めを行った。最後に、表面を金ごてで仕上げた。

打設後 1 日で脱型を行った。外縁部のベニヤ板を取り外した後、埋設した塩ビ管を引き抜いた。脱型した供試体は温度 20 度で水中養生を二週間行った。水中養生後は供試体を室内に存置した。

3. 4. 3 管理供試体の試験結果

圧縮強度試験供試体の試験結果を表 3.4.3、引張強度試験供試体の試験結果を表 3.4.4 に示す。圧縮強度試験は JISA1108(コンクリート圧縮強さ試験方法)に準じて行った。引張強度試験は JISA1113(コンクリートの引張強度試験方法)に準じて行った。

表 3.4.3 圧縮強度試験結果

種類	最大荷重(tf)	圧縮強度 (N/mm ²)	静弾性係数 (kN/mm ²)	ポアソン比
圧縮強度試験	16.9	21.1	38.0	0.38
	18.2	22.7	26.1	0.29
	16.4	20.5	25.2	0.16
平均値	17.2	21.4	28.0	0.28
標準偏差	0.93	1.14	7.14	0.11

表 3.4.4 引張試験結果

種類	最大荷重	引張強度(N/mm ²)
引張試験	12.6	3.49
	12.8	3.55
	11.3	3.13
平均値	12.2	3.39
標準偏差	0.81	0.23

3. 5 腐食膨張圧のモデル化

3. 5. 1 腐食膨張圧再現のモデル化手法の検討

図 3.4.1 の円柱空洞に腐食膨張圧をモデル化した内圧を発生させる手法として、コンクリート破砕材を用いる手法(破砕材方式)、油圧で内圧を与える方法(油圧方式)、弾性体の変形で内圧を発生させる方法(弾性体方式)の 3 つの方法を検討した。図 3.5.1 に 3 方式の概念図を示

す。

既往の研究でも用いられている破砕材方式⁷⁾は、確実に内圧を発生させ、供試体を破壊することが出来るメリットを持つ。しかし、破砕材の膨張過程が化学反応によるものであることから、発生する内圧の制御が難しい。油圧、弾性体方式は、内圧の制御が可能であるが、油圧方式は拘束空間と油との界面の防護膜の力学的安定性が問題であり、弾性体方式は均一な内圧が得られるかが問題であった。

手法の検討のため、破砕材方式の予備実験を行った。その結果、破砕材方式では、供試体は破壊したものの、破砕材の制御

が困難であり、半径変化量や破砕材の内圧など、解析に十分なデータを得ることが難しく、試験時間が長い(約 12 時間)ことから、腐食膨張圧のモデル化に破砕材方式は課題が多いと判断した。

次に油圧方式の検討を行った。実験供試体の断面に内圧を作用させ、界面のコンクリートが引張強度に達する内圧を厚肉円筒理論²²⁾から概算したところ、必要な内圧はかぶり 10～45mm で、1.8～3.1MPa となり、これは約 18～31 気圧に相当することが分かった。しかし、設置箇所がφ26mm の孔内であることや、この内圧に耐える弾性の防護膜の入手が困難であること、また実験の安全性の面など、油圧方式には解決すべき課題が多く、腐食膨張圧のモデル化には適さないと判断した。

最後に弾性体方式について検討した。詳細は後述するが、予備実験では他の方法と比較して解析に必要なデータが短時間で得られた。ただし、予備実験では内圧が均一に発生しているのかどうか確認できなかった。

以上の検討結果から、課題は残るものの腐食膨張圧のモデル化には弾性体方式が最も適切であると判断し、この手法を用いて実験を行うこととした。

3. 5. 2 弾性体方式における均一内圧確認手法

弾性体方式では、腐食膨張圧のモデル化に際し、均一な内圧が得られているかどうかは課題である。そこで、三次元弾塑性有限要素法を用いて、均一に内圧を導入した際(全圧)と、内

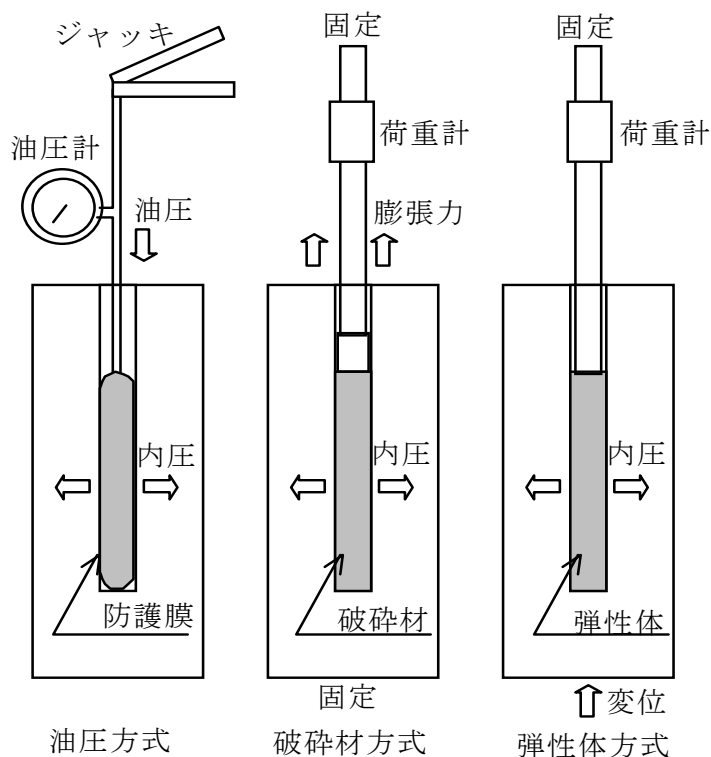


図 3.5.1 モデル実験における 3 方式

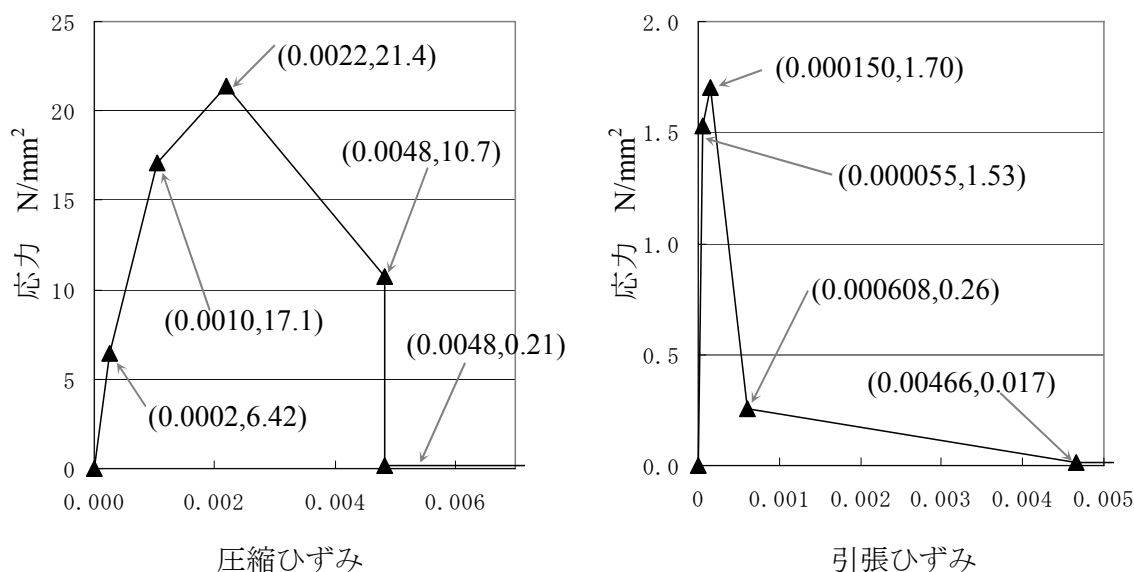


図 3.5.2 三次元有限要素法プログラムにおける物性値設定

圧に不均一性が生じた場合(偏圧)の場合のコンクリート表面に発生するひずみ分布を得て、内圧の均一性確認の事前資料とした。

解析には三次元有限要素法プログラム(ABAQUS Ver.6.3)を使用した。コンクリートの力学特性としては既報²³⁾を参照し、圧縮強度(21.4N/mm²)から CEB モデル²⁴⁾を用いて設定した。応力-ひずみ関係を図 3.5.2 に示す。

解析対象は図 3.5.3 に示すように 150×150×400mm の角柱とし、かぶり 30mm として、内部に直径 26mm、長さ 300mm の円柱空洞を設けた。実験と比較のため、実験供試体のひずみゲージ位置と同一箇所にひずみゲージと同寸法の領域を正面に 19 箇所設けた。本解析フレームの解析要素分割図を図 3.5.4 に示す。内圧は実験供試体で導入する内圧位置、下面から 100～300mm(以下 4/4 全圧とする)と同位置に与えるものと、偏圧として下面から 100～150mm(以

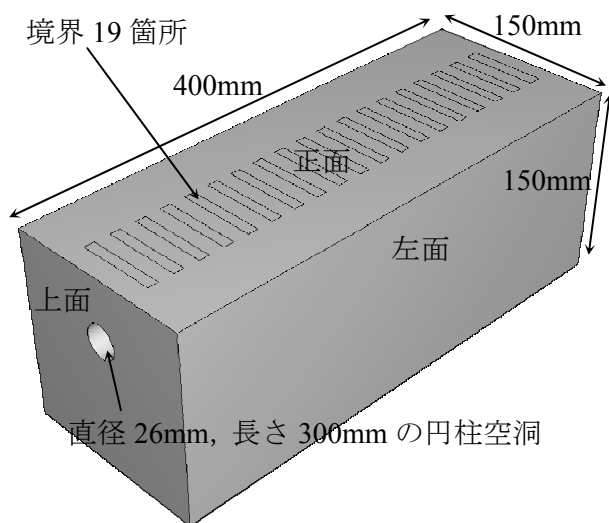


図 3.5.3 供試体の形状

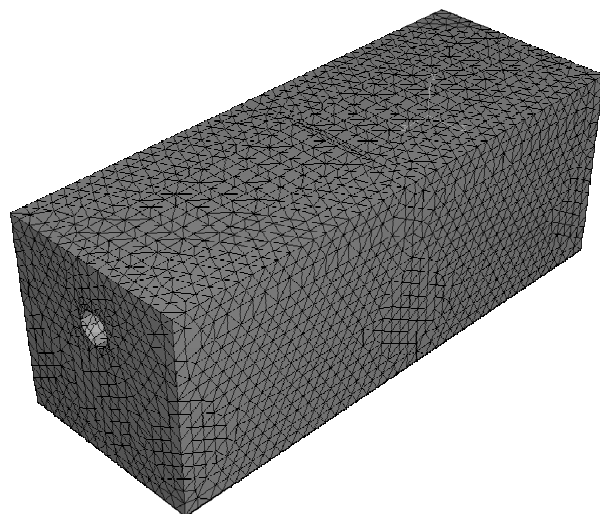


図 3.5.4 要素分割図

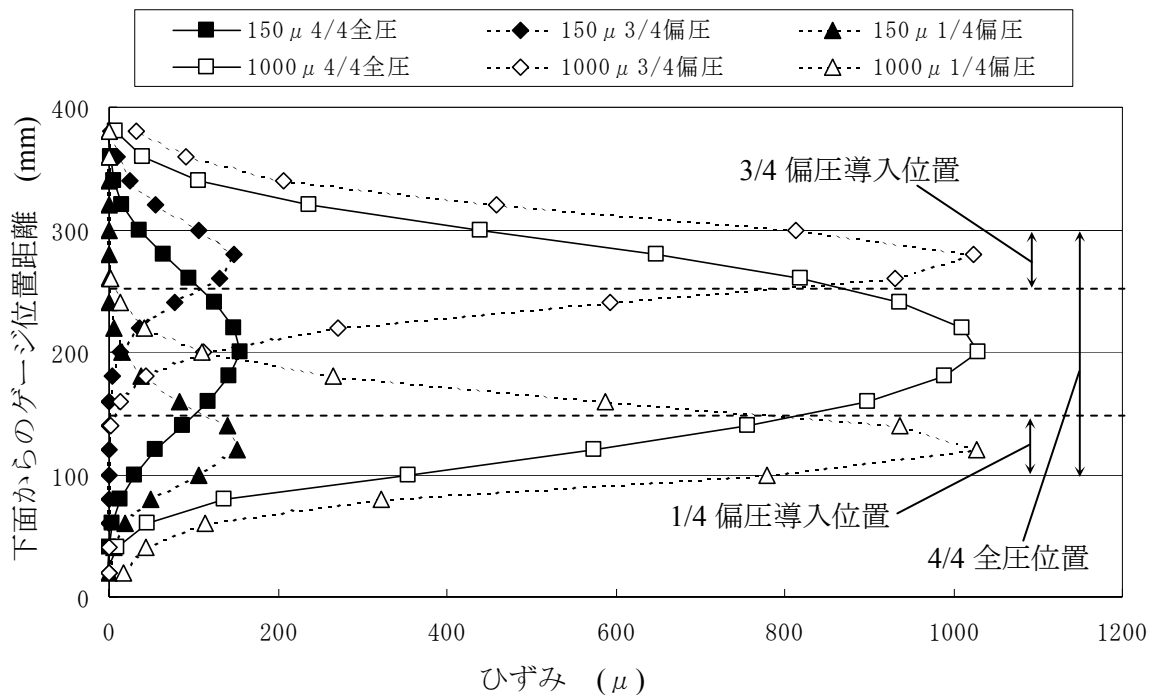


図 3.5.5 全圧，偏圧時のひずみ分布

下 1/4 偏圧とする)，250～300mm(以下 3/4 偏圧とする)の位置に与える 3 ケースを行った．解析後，ひずみゲージ位置の要素(各 12 要素)の横断面方向のひずみ成分を抽出し，これらの平均値を算出しひずみ分布とした．

解析結果のうち，最大値が約 150μ ，約 1000μ のひずみ分布を図 3.5.5 に示す．図を見ると，偏圧と全圧では分布形状が大きく異なり，いずれの場合も内圧導入箇所のほぼ中心位置のひずみを最大とした正規分布形状の曲線が得られることがわかる．また，導入内圧の境界部を境にひずみ分布の傾きが急速に変化することも予想されたが，解析結果はゲージ位置に対してもなだらかな凸曲線を描くことが明らかとなった．

3. 5. 3 弾性体方式の内圧，半径変化量算出方法

弾性体方式は円柱空洞内に設置した弾性体を圧縮変形させ，そのポアソン効果で内圧を発生させる手法である．そこで，実験で容易に測定することができる鉛直荷重と鉛直変位量から発生している内圧，半径変化量の算出を試みた．

1) 鉛直応力下の半径変化量 (STEP1)

図 3.5.6 のように，初期長さ L_0 ，初期半径 r_0 の円柱弾性体が鉛直応力 σ_{z1} を受けて円 1 から円 2 に変形した場合，弾性領域においては一般的に式(3.5.2.1)から式

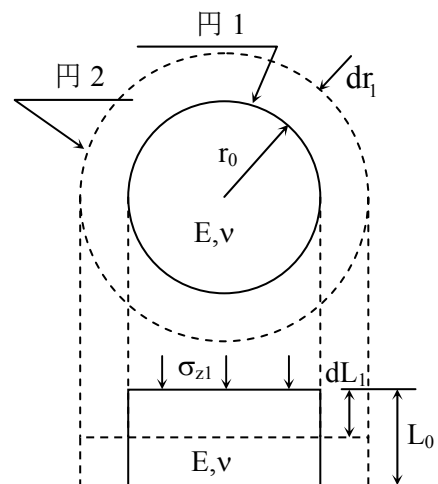


図 3.5.6 STEP1

(3.5.2.3)が成り立つ.

$$\varepsilon_{t1} = \nu \varepsilon_{z1} \quad \text{式(3.5.2.1)}$$

$$\varepsilon_{t1} = \frac{2(r_0 + dr_1)\pi - 2r_0\pi}{2r_0\pi} = \frac{dr_1}{r_0} \quad \text{式(3.5.2.2)}$$

$$\varepsilon_{z1} = \frac{dL_1}{L_0} \quad \text{式(3.5.2.3)}$$

ここで, ε_{t1} は円柱周方向のひずみ, ν はポアソン比, ε_{z1} は円柱鉛直方向のひずみである. 式(3.5.2.2)と式(3.5.2.1)を展開すると, 式(3.5.2.4)が得られる.

$$\begin{aligned} \frac{dr_1}{r_0} = \varepsilon_{t1} &= \nu \varepsilon_{z1} = \nu \frac{\sigma_{z1}}{E} \\ dr_1 &= \frac{\nu \cdot r_0 \cdot \sigma_{z1}}{E} \end{aligned} \quad \text{式(3.5.2.4)}$$

2) 外圧下の弾性体の半径変化量 (STEP2)

厚肉円筒理論²²⁾では, 図 3.5.7 に示すように, 内円半径 a , 外円半径 b の円管に内圧 p_i , 外圧 p_o が存在している場合, 一般的に半径 r の位置の引張応力 σ_t , 圧縮応力 σ_r はそれぞれ下記の式で示される.

$$\sigma_t = \frac{a^2 p_i - b^2 p_o}{b^2 - a^2} + \frac{a^2 b^2 (p_i - p_o)}{r^2 (b^2 - a^2)} \quad \text{式(3.5.2.5)}$$

$$\sigma_r = \frac{a^2 p_i - b^2 p_o}{b^2 - a^2} - \frac{a^2 b^2 (p_i - p_o)}{r^2 (b^2 - a^2)} \quad \text{式(3.5.2.6)}$$

図 3.5.8 のように, 初期長さ L_0 , 初期半径 r_0 の円柱弾性体が均等外圧 p_{i2} を受けて円 1 から円 3 に変形したとする. この場合, 厚肉円筒理論を適用し, 式(3.5.2.5)および式(3.5.2.6)に $a=0$, $b=r_0$, $p_i=0$, $p_o=p_{i2}$ とすると, 円 3 の外周円の引張応力 σ_{t2} , 圧縮応力 σ_{r2} は式(3.5.2.7)で示される.

$$\sigma_{t2} = \sigma_{r2} = -p_{i2} \quad \text{式(3.5.2.7)}$$

外周円上の引張ひずみ ε_{t2} は式(3.5.2.7)を使用して式(3.5.2.8)で示される.

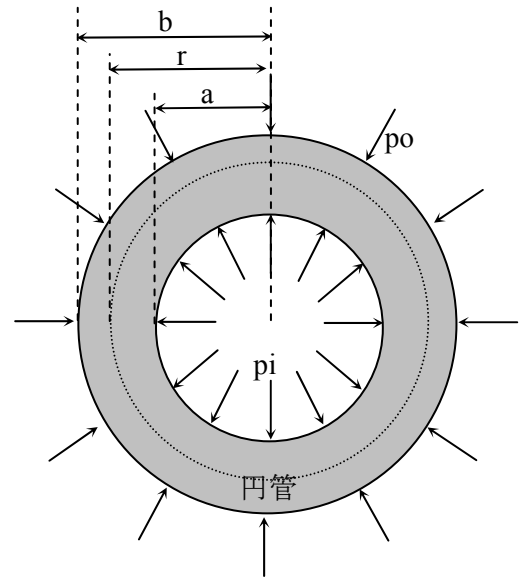


図 3.5.7 厚肉円筒理論基本式

$$\varepsilon_{t2} = \frac{\sigma_{t2} - \nu\sigma_{r2}}{E} = \frac{(\nu-1)pi_2}{E} \quad \text{式(3.5.2.8)}$$

また，引張ひずみ ε_{t2} は式(3.5.2.9)からも求められる．

$$\varepsilon_{t2} = \frac{2r_0\pi - 2(r_0 - dr_2)\pi}{2r_0\pi} = \frac{dr_2}{r_0} \quad \text{式(3.5.2.9)}$$

式(3.5.2.8)と式(3.5.2.9)から， dr_2 は式(3.5.2.10)で表される．

$$dr_2 = \frac{pi_2 \cdot r_0 \cdot (\nu-1)}{E} \quad \text{式(3.5.2.10)}$$

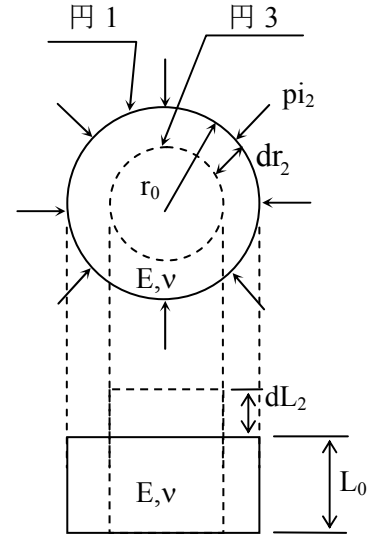


図 3.5.8 STEP2

3) 鉛直応力下および外圧下の半径変化量，外圧算定式 (STEP3)

図 3.5.9 のように，円柱弾性体に鉛直応力 σ_{z3} と外圧 pi_3 が作用し，断面が円 1 から円 4 に変形した場合を考える．式(3.5.2.1)～式(3.5.2.3)と同様に考えると，式(3.5.2.11)～式(3.5.2.13)が得られる．

$$\varepsilon_{t3} = \nu\varepsilon_{z3} \quad \text{式(3.5.2.11)}$$

$$\varepsilon_{t3} = \frac{2(r_0 + dr_3)\pi - 2r_0\pi}{2r_0\pi} = \frac{dr_3}{r_0} \quad \text{式(3.5.2.12)}$$

$$\varepsilon_{z3} = \frac{dL_3}{L_0} \quad \text{式(3.5.2.13)}$$

式(3.5.2.12)および式(3.5.2.13)を式(3.5.2.11)に代入し，式を整理すると式(3.5.2.14)が得られる．

$$dr_3 = \frac{\nu \cdot dL_3 \cdot r_0}{L_0} \quad \text{式(3.5.2.14)}$$

ここで，式(3.5.2.14)で算出した dr_3 は，式(3.5.2.4)で算出される dr_1 と，式(3.5.2.10)で算出される dr_2 を加えたものと同値である．

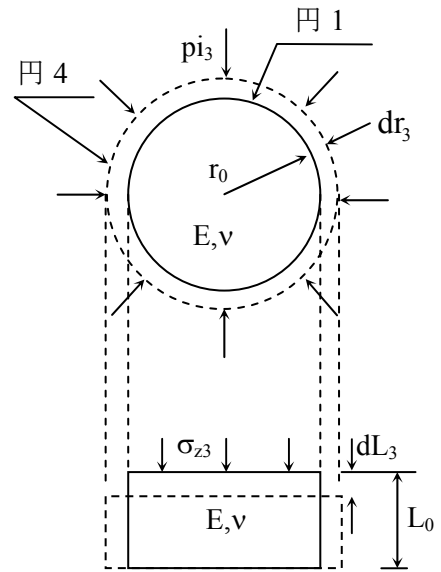


図 3.5.9 STEP3

$$dr_3 = dr_1 + dr_2$$

$$\frac{v \cdot dL_3 \cdot r_0}{L_0} = \frac{v \cdot r_0 \cdot \sigma_{z1}}{E} + \frac{pi_2 \cdot r_0 \cdot (v-1)}{E} \quad \text{式(3.5.2.15)}$$

ここで、式(3.5.2.15)における σ_{z1} を σ_{z3} に、 pi_2 を pi_3 に置き換える。また、実験で得られる鉛直荷重 P は $P = \sigma_{z3} \times \pi r_0^2$ で得られることから、式(3.5.2.15)に代入して整理すると式(3.5.2.16)が得られる。

$$pi_3 = \frac{vE}{v-1} \left(\frac{dL_3}{L_0} - \frac{P}{Er_0^2 \pi} \right) \quad \text{式(3.5.2.16)}$$

弾性体方式のモデル実験では、ポアソン効果で発生する内圧は外圧 pi_3 と釣り合い、その両者の絶対値は同値となる。つまり、式(3.5.2.16)は実験で得られる鉛直変位 dL_3 と鉛直荷重 P から内圧と同値の外圧 pi_3 を算出する式である。

また、半径変化量は式(3.5.2.14)を使用して鉛直変位から換算することができる。

3. 6 実験方法

3. 6. 1 弾性体の作成および設置

本実験で使用する弾性体の材料には、ポアソン効果を確実に発生させるため、体積変化が小さい材料が望ましい。また、使用する荷重計の性能を考慮すると、弾性体の圧縮変形に必要な荷重は小さい方が望ましく、すなわち、材料のヤング係数は小さい方が良い。そこで、弾性体の材料に一般型取り用シリコンゴム(信越シリコン社製 KE-12)を使用した。カタログ値は、ポアソン比 0.49、ヤング係数 1.387N/mm^2 である。



写真 3.6.1 脱型前後の弾性体

作成は OHP フィルムと布ガムテープを用いて直径 26mm、長さ 300mm の型枠を作成した後、ゴム材料を所定の配合で混合・攪拌し、型枠に流し込んだ。型枠は 24 時間で脱型した。脱型前後の弾性体を写真 3.6.1 に示す。弾性体は実験前に長さ 200mm に切断・成型した。作成は各供試体に 1 本となるよう 32 本作成した。

供試体円柱空洞への弾性体の設置は試験直前に行った。供試体円柱空洞の内壁および弾性体周囲に機械油を十分塗布した後、弾性体を直径 26mm の PC 鋼棒を用いて押し込み、着底を確認した。

3. 6. 2 ひずみゲージの貼付

弾性体を挿入後, 供試体のかぶり面(正面)に有効長 60mm のひずみゲージ(PL-60-11-3L)を設置した. ひずみ分布を見るため, 各かぶり毎の供試体 4 体のうち, 1 体(No.4)はひずみゲージを 20mm ピッチで 19 箇所とし, 他 3 体(No.1, 2, 3)は 50mm ピッチで 7 箇所とした.

3. 6. 3 実験手法

ゲージ設置後, 供試体を万能試験機に設置し, 直径 26mm の PC 鋼棒を円柱空洞に挿入した. PC 鋼棒と荷重計をカップラで接合した後, PC 鋼棒に設置したアームに鉛直変位計を設置した. 変位は鉛直変位と正面変位の測定を行った. 写真 3.6.3 に試験供試体設置状況を示す.

載荷は鉛直変位の変化量で制御した. 変位速度は 0.20mm/20 秒で行った. 計測は鉛直変位が 0.20mm 変化する毎(20 秒毎)に行った. 計測の終了は鉛直荷重が概ね 0.5kN 程度になり, 鉛直変位の変化に対して荷重がほぼ一定値となった時点とした. 終局時の破壊例を写真 3.6.4 に示す.

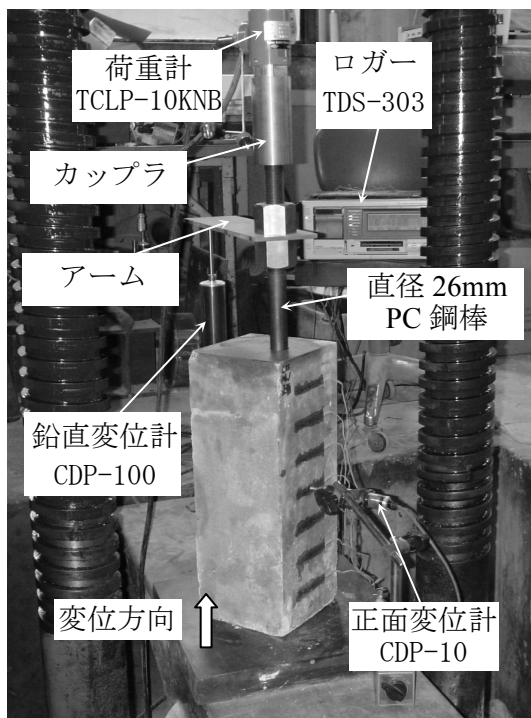


写真 3.6.3 試験供試体設置状況

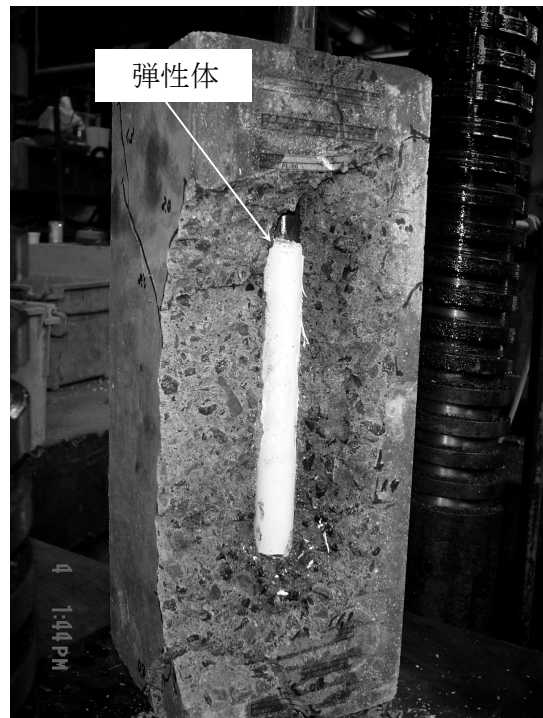


写真 3.6.4 破壊例 30mm No.4

3. 6. 4 鉛直荷重と鉛直変位の初期補正

測定で得られる鉛直変位には，弾性体とPC 鋼棒着底部の間に存在する初期隙間を含んでいる．また，鉛直荷重には供試体内壁とPC 鋼棒外周の摩擦力を含む．得られる鉛直変位と鉛直荷重は初期補正が必要である．

初期補正は，図 3. 7. 1 に示すように，直線近似で行った．鉛直荷重の補正は測定開始から 10 点を平均し，測定される鉛直荷重から一律差し引いた(図 3. 7. 1 の①)．鉛直変位の補正は，初期勾配(図 3. 7. 1 の②)を外挿し，横軸との交差点を鉛直変位の初期隙間として鉛直変位から差し引いて補正した．

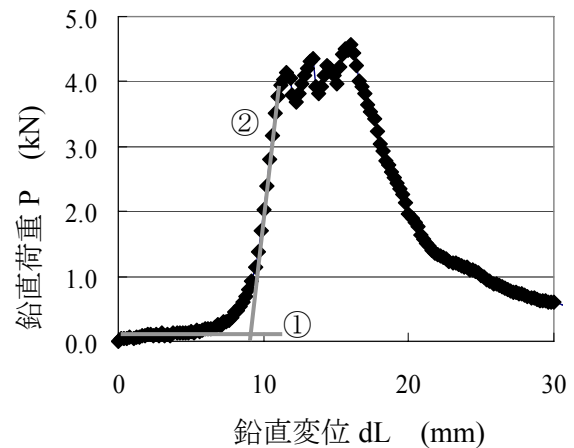


図 3. 7. 1 鉛直変位と鉛直荷重の一例
(かぶり 30mm, No.1)

3. 6. 5 半径変化量，内圧への換算

補正して得られた鉛直荷重と鉛直変位を用いて，式(3.5.2.14)から半径変化量に，式(3.5.2.16)から内圧に換算した．換算に際し， r_0 は 13(mm)， ν は 0.49， L_0 は 200(mm)， E は $1.387(\text{N}/\text{mm}^2)$ とした．

3. 7 実験結果および考察

3. 7. 1 内圧の均一性

実験結果の中から，ひずみゲージを 19 箇所設置した各かぶりの No.4 のひずみ分布を整理した．最大値が約 150μ ，約 1000μ となった時点のひずみ分布と，3. 5. 2 で示した FEM

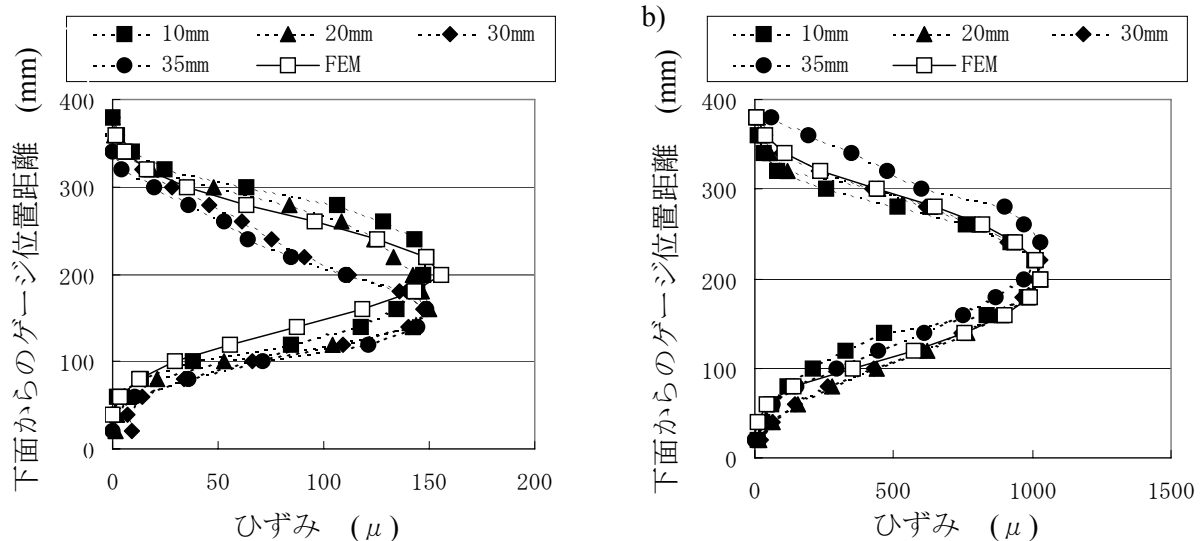


図 3. 7. 1 FEM 解析結果と実験のひずみ分布 (a:150 μ ，b:1000 μ)

表 3.7.1 FEM 解析と実験結果の相関係数

かぶり	約 150 μ			約 1500 μ		
	1/4 偏圧	3/4 偏圧	4/4 全圧	1/4 偏圧	3/4 偏圧	4/4 全圧
10mm	0.34	0.21	0.97	0.26	0.08	0.97
20mm	0.16	0.40	0.95	0.24	0.28	0.99
30mm	-0.11	0.63	0.84	0.25	0.26	0.99
35mm	-0.17	0.69	0.80	0.26	-0.02	0.94

解析結果のひずみ分布の整合性を確認した。図 3.7.1 にその比較を示す。また、表 3.7.1 に FEM 解析結果を基準としたピアソンの相関係数を示す。ピアソンの相関係数は、値が 1 に近いほど比較分布が対象分布と相関性があると言え、 -1 に近いほど比較分布と対象分布が逆の分布形状に近いことを示す相関係数である。

全圧の場合は、いずれの場合も 0.8 以上であり、全圧の解析結果と実験結果の分布が良く似ていることがわかる。また、150 μ の場合は、かぶり 30mm, 35mm で若干分布が下面側に偏り、相関係数が低めとなっているが、これは荷重が小さな実験の初期の段階では、内圧の分布が下面側に若干偏る可能性があることを示している。また、かぶり 30mm, 35mm でのこの傾向は、今回分布を調べた供試体が 1 体であったことから、実験の個体差が影響したものと思われる。

本実験手法は、ひずみ分布の相関性から、ほぼ均一な内圧を発生させることが出来るものの、内圧が小さな段階では若干下面側に偏圧が生じる可能性があり、また内圧の均一性の確認には複数の供試体による比較が必要であることが明らかとなった。

3.7.2 ひび割れの発生・進展

最初に、発生するひび割れについて定義する。ひび割れとは、原則として目視で確認されるコンクリート表面のきれつを意味する。また、図 3.7.2 に示すように、ひび割れがかぶり表面に対して比較的小さな角度を持ち、ひび割れが貫通るとかぶり表面に段差を生じるひび割れを剥離ひび割れと定義する。また、かぶり表面とひび割れの角度がほぼ直角であり、ひび割れ貫通後もかぶり表面にほとんど段差を生じないひび割れを軸方向ひび割れと定義す

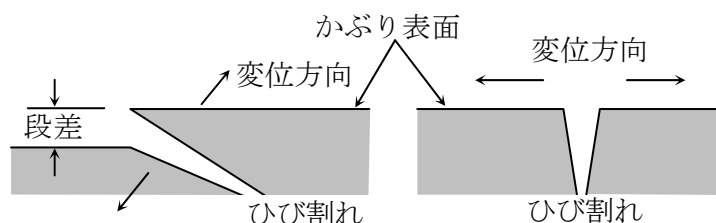


図 3.7.2 剥離ひび割れと軸方向ひび割れ概念図
(左：剥離ひび割れ 右：軸方向ひび割れ)

る．表面に現れるひび割れの方角性として，供試体中央部から供試体四隅に向かって進展するひび割れを斜めひび割れ，供試体中央部から供試体4辺に直角に進展するひび割れを断面方向ひび割れと呼ぶ．

実験中，発生するひび割れの発生・進展を観察した．その結果，供試体ごとに様々なひび割れが観測されたが，ひび割れ発生・進展の傾向は図 3.7.3 のように分類できた．ここで，押し出し破壊は正面のかぶり面が弾性体の変形を受けて押し出されるような形で破壊するもの，剥離破壊は剥離ひび割れが連続し，母体と剥離片が分離して破壊するもの，割裂破壊は軸方向ひび割れが背面まで進展し，供試体を 2 分割する形で終局を迎えたものを言う．

最初に目視で観察されたひび割れはすべて正面軸方向ひび割れであった．またその時点での供試体の中央部のひずみは全供試体の平均で 1400μ であった．これは，ひずみゲージ有効長 60mm で換算すると，ひび割れ幅 0.084mm に相当する．

軸方向ひび割れの発生後は，新規発生や進展が複雑に見られ，最終的に三分類の破壊状況

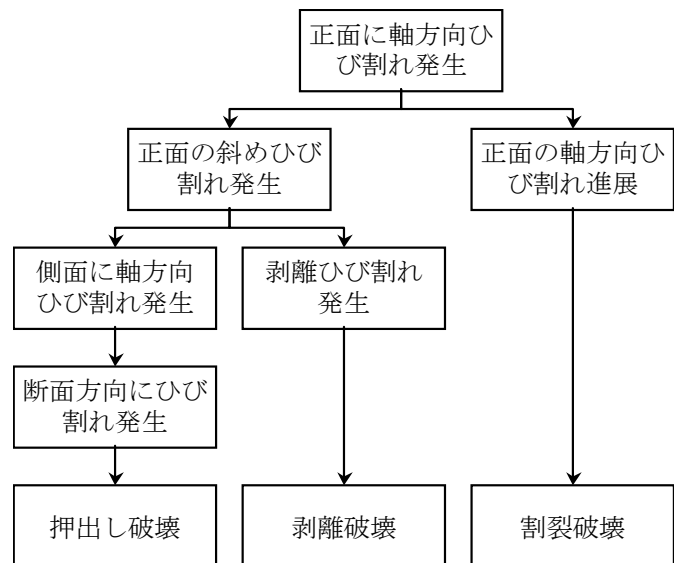


図 3.7.3 ひび割れ発生・進展過程

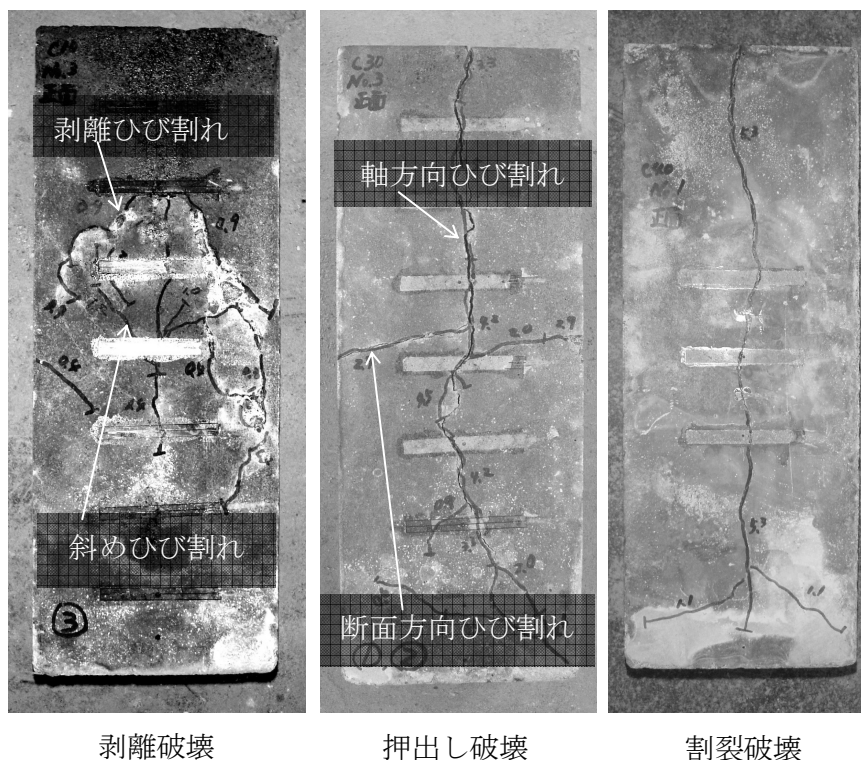


写真 3.7.1 破壊例

表 3. 7. 2 破壊形状

かぶり (mm)	供試体 No.1	供試体 No.2	供試体 No.3	供試体 No.4
10	剥離	剥離	剥離	剥離
15	剥離	剥離	押出し	押出し
20	押出し	複合	押出し	押出し
25	押出し	押出し	押出し	押出し
30	押出し	押出し	押出し	複合
35	複合	押出し	押出し	押出し
40	割裂	割裂	複合	押出し
45	押出し	押出し	割裂	割裂

となった．それぞれの破壊例を写真 3. 7. 1 に示す．かぶり 10mm ではすべてが剥離破壊し，15mm では剥離破壊と押出し破壊が半々であった．20～35mm では基本的に押出し破壊をしたが，中には正面の一部に剥離破壊が見られるが，全体的には押出し破壊である複合した破壊形状となった(複合破壊)ものもあった(写真 3. 6. 4)．40mm, 45mm では割裂破壊が 50%見られ，残りは押出し破壊と複合破壊であった．実験では，押出し破壊，複合破壊の場合は，ひび割れの進展速度が比較的遅く，測定間隔(20 秒毎)は挙動の把握には十分であると考えられたが，剥離破壊，割裂破壊した供試体の中にはひび割れ進展速度が大きく，測定間隔の間に大きくひび割れが進展する供試体もあった．供試体の破壊形状を表 3. 7. 2 に示す．

Browne らの論文²⁵⁾によると，剥離破壊はかぶりを C ，鉄筋直径を D とすると， $0.5D < C < 1.5D$ で生じるとある．本実験の円柱空洞径を鉄筋径とすれば，13mm～39mm となる．実験で剥離破壊を生じたかぶり 10mm, 15mm はほぼこれと合致するが，かぶり 20～40mm は押抜き破壊が多く見られ，Browne らの範囲と異なった．これは，本供試体の断面が $150 \times 150\text{mm}$ と小さかったため，本来，正面に現れるはずのひび割れが側面に現れ，内圧開放を生じた結果，押抜き破壊となり，異なる結果となったと推測される．

FEM 解析によるかぶり 10mm, 30mm, 45mm のひび割れ進展パターンを図 3. 7. 4 に示す．目視でひび割れを確認したひずみが 1400μ であったことから，主ひずみが 1400μ 以上となった要素を黒色のコンターで示し，この位置をひび割れ箇所とした．実験結果と同様，最初にひび割れが導入されるのはかぶりによらず正面軸方向ひび割れであった．10mm では正面軸方向ひび割れの後，剥離ひび割れが発生した．30mm, 45mm では側面軸方向ひび割れが発生すると同時に，断面方向のひび割れが発生した．割裂破壊は FEM では再現できなかったが，これら FEM のひび割れ進展結果は，実験結果と同一の傾向であった．

以上の結果から，本実験では，最初に目視で確認できるひび割れは正面に軸方向に発生するひび割れであること，その際のひずみは約 1400μ であること，破壊形態は 3 種類に分類できることが明らかとなった．

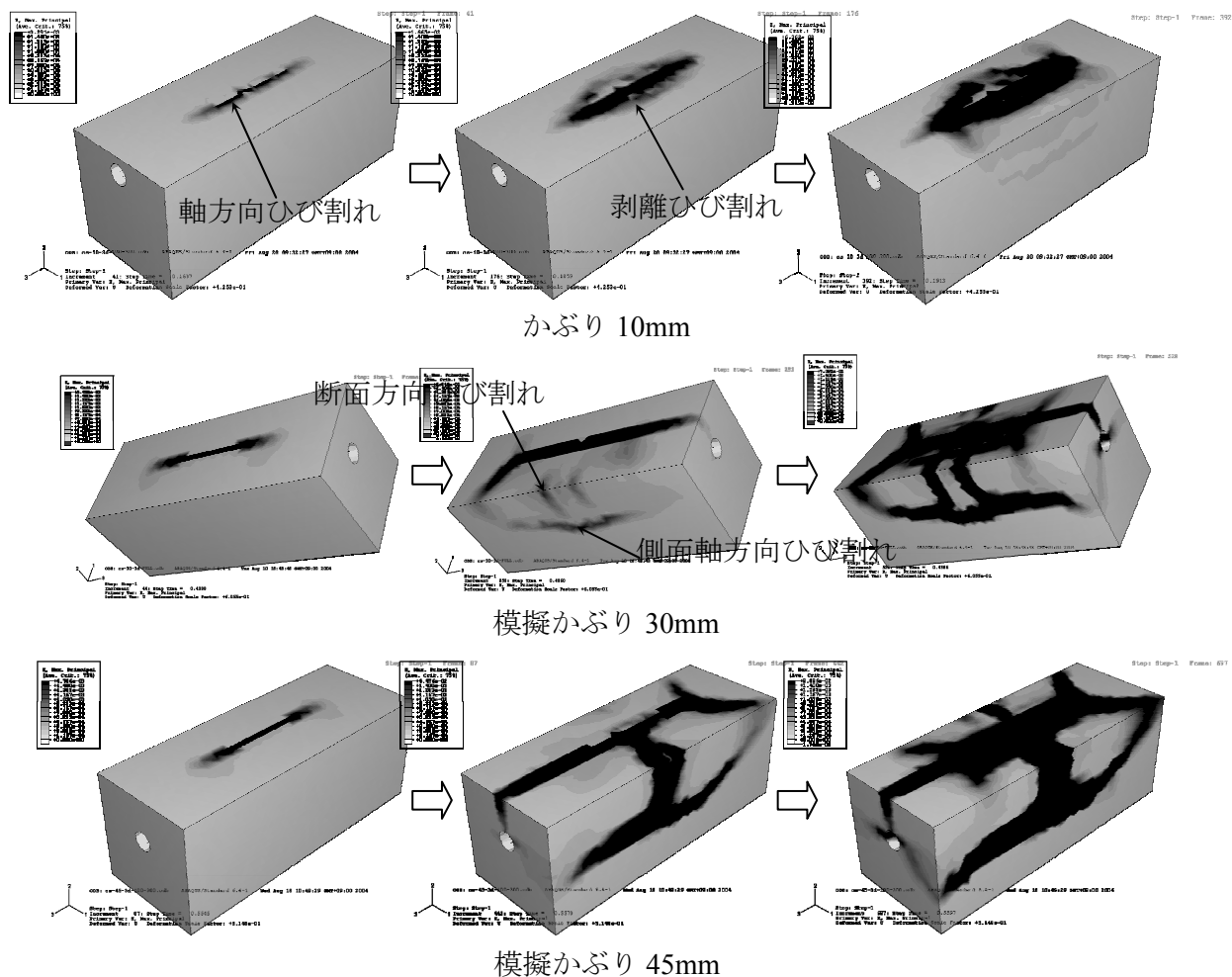


図 3.7.4 FEM 解析出力結果

3. 7. 3 半径変化量と内圧の関係

実験で得られた鉛直荷重，鉛直変位から式(3.5.2.14)および式(3.5.2.16)を用いて半径変化量，および内圧を算出した．両者の関係を図 3.7.5 に示す．

ここで，各半径変化量，内圧の関係について，最初に内圧がピークとなる点（1st peak）の半径変化量を dr_{1st} ，内圧を pi_{1st} ，以降指数関数的に内圧が減少する直前のピーク点（2nd peak）の半径変化量を dr_{2nd} ，内圧を pi_{2nd} と定義する．また，供試体に導入可能な内圧の最大値(1st peak, 2nd peak の大きい方)を最大内圧 pi_{max} ，その時点の半径変化量を dr_{max} とする．

図 3.7.5 を見ると，半径変化量と内圧の関係は 3 分割できることがわかる．図 3.7.6 に，かぶり 30mm，No.1 の半径変化量と内圧の関係を再掲し，エリア 3 分割の概念図を示す．すなわち，zone1 は両者はほぼ正比例関係となり，1st peak を迎えるまでのエリアである．zone2 は 1st peak を迎えてから 2nd peak を迎えるまでの間であり，内圧が乱高下しているエリアである．zone3 は 2nd peak 以降，内圧が指数関数的に減少するエリアである．図 3.7.5 を見ると，1st peak, 2nd peak が明確な供試体と，これらが明瞭でない，またはピークが一箇所しか存在せず，1st peak, 2nd peak の分類が不可能で，zone2 の定義が困難な供試体がある．表 3.7.3 に図

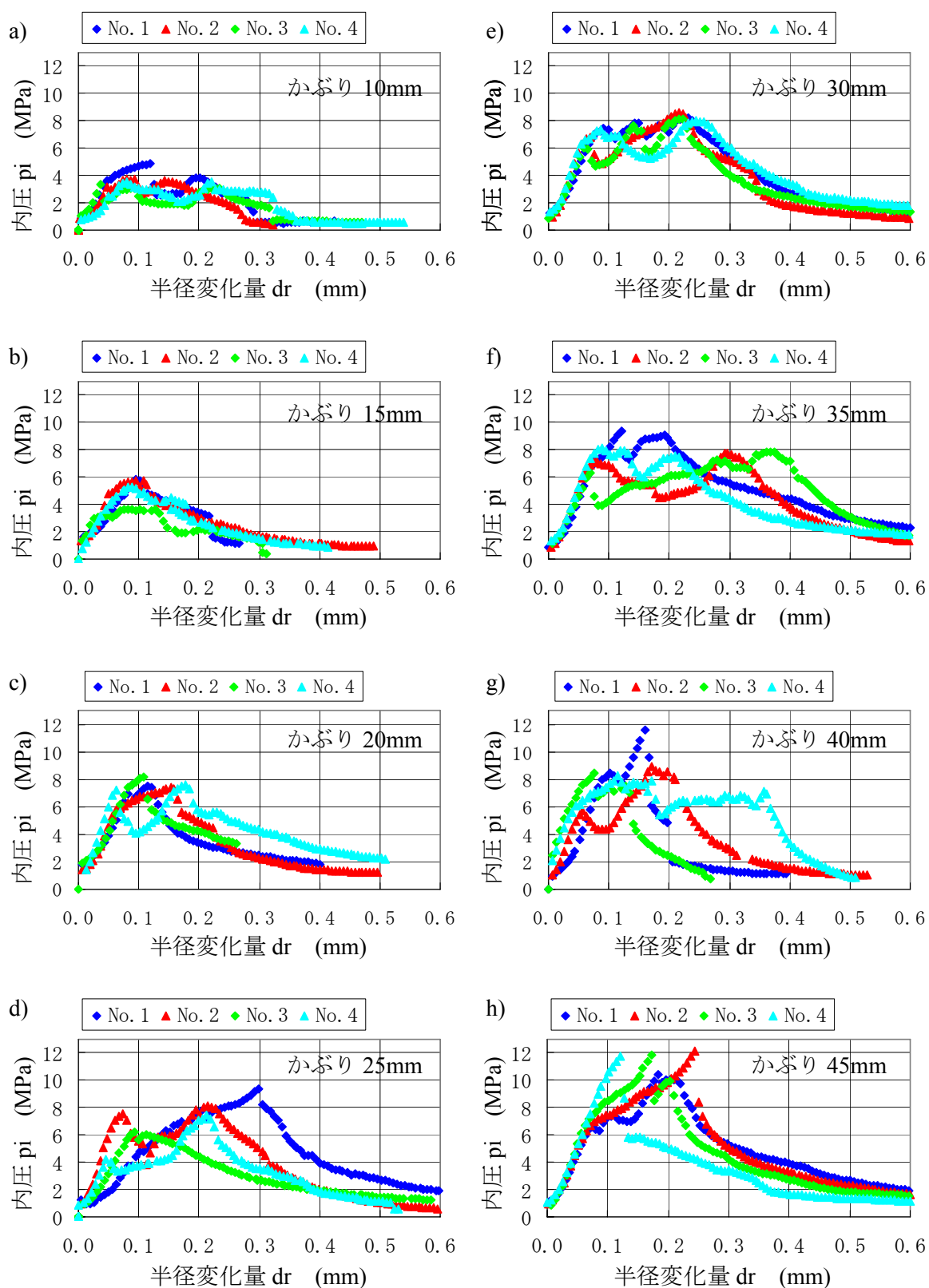


図 3.7.5 半径変化量と内圧の関係

表 3.7.3 モデル実験結果整理

かぶり (mm)	供試体 番号	dr_{1st} (mm)	pi_{1st} (MPa)	dr_{2nd} (mm)	pi_{2nd} (MPa)	dr_{max} (mm)	pi_{max} (MPa)	zone2 有・無	破壊 形状
10	1	0.126	4.84	0.207	3.77	0.126	4.84	有	剥離
	2	0.098	3.68	0.149	3.53	0.098	3.68	有	剥離
	3	0.041	3.36	0.232	2.96	0.041	3.36	有	剥離
	4	0.086	3.52	0.226	3.45	0.086	3.52	有	剥離
15	1	0.104	5.77	0.104	5.77	0.104	5.77	無	剥離
	2	0.116	5.73	0.116	5.73	0.116	5.73	無	剥離
	3	0.133	3.60	0.133	3.60	0.133	3.60	無	押出し
	4	0.097	5.25	0.097	5.25	0.097	5.25	無	押出し
20	1	0.068	7.56	0.125	7.47	0.068	7.56	有	押出し
	2	0.164	7.33	0.164	7.33	0.164	7.33	無	複合
	3	0.121	8.14	0.121	8.14	0.121	8.14	無	押出し
	4	0.074	7.20	0.189	7.48	0.189	7.48	有	押出し
25	1	0.313	9.22	0.313	9.22	0.313	9.22	無	押出し
	2	0.085	7.53	0.226	8.02	0.226	8.02	有	押出し
	3	0.103	6.15	0.122	5.96	0.103	6.15	有	押出し
	4	0.053	4.23	0.223	7.38	0.223	7.38	有	押出し
30	1	0.104	7.46	0.245	8.16	0.245	8.16	有	押出し
	2	0.080	6.80	0.229	8.56	0.229	8.56	有	押出し
	3	0.067	5.96	0.230	8.05	0.230	8.05	有	押出し
	4	0.097	7.29	0.257	7.88	0.257	7.88	有	複合
35	1	0.136	9.28	0.205	8.96	0.136	9.28	有	複合
	2	0.092	7.16	0.309	7.63	0.309	7.63	有	押出し
	3	0.079	6.30	0.380	7.73	0.380	7.73	有	押出し
	4	0.101	8.13	0.221	7.43	0.101	8.13	有	押出し
40	1	0.115	8.44	0.177	11.5	0.177	11.5	有	割裂
	2	0.066	5.62	0.186	8.84	0.186	8.84	有	割裂
	3	0.089	8.45	0.139	7.41	0.089	8.45	有	複合
	4	0.127	8.17	0.367	6.95	0.127	8.17	有	押出し
45	1	0.124	7.30	0.199	10.3	0.199	10.3	有	押出し
	2	0.262	12.1	0.262	12.1	0.262	12.1	無	押出し
	3	0.190	11.8	0.219	9.88	0.190	11.8	有	割裂
	4	0.140	11.8	0.140	11.8	0.140	11.8	無	割裂

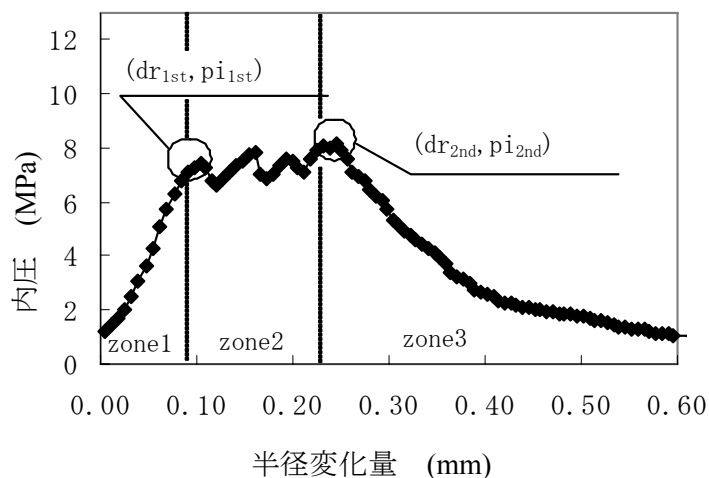


図 3.7.6 半径変化量と内圧の関係
(かぶり 30mm, No.1)

3.7.5 と表 3.7.2 の結果を整理して記す．なお，表 3.7.3 では，zone2 を定義できない供試体では，1st peak, 2nd peak の半径変化量，内圧を同一として示している．表 3.7.3 を見ると，zone2 が存在しない供試体は全供試体中 3 割弱であり，かぶり 15mm と 20, 25, 45mm の一部に見られる．傾向として，破壊形状が押出し破壊となる場合は zone2 が存在すると推定されるが，剥離破壊，割裂破壊の場合は存在するか否かは不明瞭であると言える．

厚肉円筒理論²²⁾では，円柱管に内圧を導入した場合，円周方向のひずみは法線方向，同心円状に拡大し，内円部が最大，外円部が最小となる．この理論に則れば，ひび割れ開口するまでは，円周方向のひずみは内圧の増加に伴って同心円状に法線方向に拡大することになる．半径変化量が小さな時期は，空洞内円部からかぶり表面までのコンクリートは弾性の挙動を示すと考えられることから，zone1 では正比例の関係になったものと推測される．

半径変化量の増大に伴い，円柱空洞境界部のひずみは引張軟化領域に達し，微細なひび割れが発生する．軟化領域がかぶり面に到達した時点で，内圧の反力であるかぶり面の拘束力が低下するため，引張応力の低下が生じると推測される．応力の低下は弾性体の拘束力低下と連動しているので，1st peak は円柱空洞のかぶり表面が引張軟化領域に入った時点と推定される．

さらに変化量が増大すると，ひずみが増大し，かぶり表面の引張軟化が進展すると推測される．また，この引張軟化の進展に併せて，表面側だけでなく側面側に軟化領域が進展すると考えられる．ここから，zone2 は新たなひび割れが発生するとともに，微細ひび割れが進展し，内圧増加と拘束力低下を繰り返している領域であると推測される．

3. 7. 2 で述べたように，剥離破壊，割裂破壊した供試体のひび割れ進展速度は大きいものがあつた．zone2 が存在しない供試体については，この進展するひび割れ速度が大きく，今回の手法(測定間隔 20 秒)では把握できない可能性もある．押出し破壊以外の破壊形状となる場合の測定間隔や，载荷速度は今後の課題であろう．

かぶりの引張応力が消失すると弾性体の拘束力低下が予想される．ここから，2nd peak はかぶりの引張応力が消失した点と考えられる．ひずみの増大にしたがって内圧が順次低下するものと考えられる．zone3 で指数関数的に内圧が低下しているのは，このためと推測される．

図 3.7.7 に実験で得られたひずみ測定値のうち，かぶり表面中央部のひずみ変化の一例を示す．これを見ると，各かぶりとも半径変化量 0.05~0.10mm で傾きの変化点があり，しばらく横ばいした後，0.15~0.20mm で急

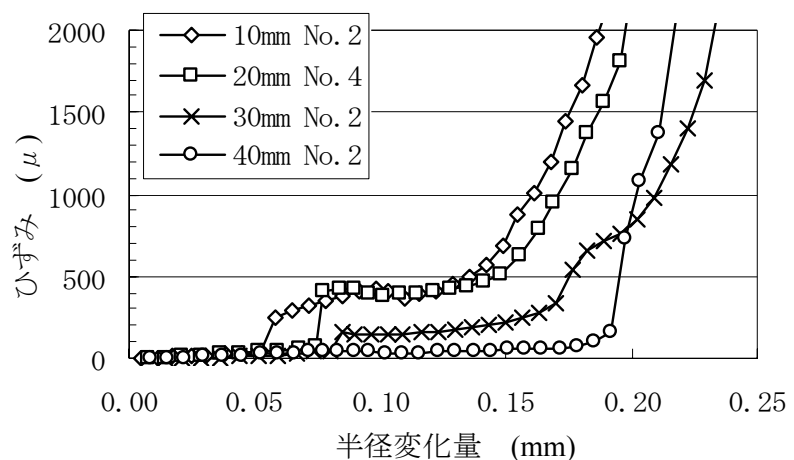


図 3.7.7 半径変化量と中央ひずみ測定値

速にひずみが大きくなっていることがわかる。これら変化点の半径変化量は 1st peak, 2nd peak とほぼ同値である。また, 1st peak, 2nd peak が得られた時点での表面中央部のひずみの平均はそれぞれ 182μ (標準偏差 279μ), 1407μ (標準偏差 780μ) であり, CEB モデル²³⁾から算出した引張軟化領域, $150\mu \sim 4600\mu$ と近似したものとなった。ひずみの変化点が 1st peak, 2nd peak と一致していること, また, その時点のひずみ値が CEB の引張軟化領域と近似していることは zone 分割の仮説を裏付けていると考えられる。

3. 7. 4 1st peak, 2nd peak 時の内圧

全ての供試体で得られた 1st peak, 2nd peak 時の内圧を, かぶり(C)に対し, 図 3. 7. 8 に示す。

図 3. 7. 8 に示した各プロットを線形近似し, 近似直線式を得た。値のばらつきにより, 相関係数は小さいものとなっ

たが, 近似直線を見ると, 若干 pi_{2nd} が大きいことがわかる。しかし, 近似式や値の分散(相関係数)を見ると, ほぼ同一式であると推定できる。ここから, zone2 では内圧がほぼ一定状態で半径変化量が増大していく傾向がわかる。また, かぶりが大きくなるにつれ, pi_{1st} , pi_{2nd} が大きくなっていることがわかる。これはかぶりが大

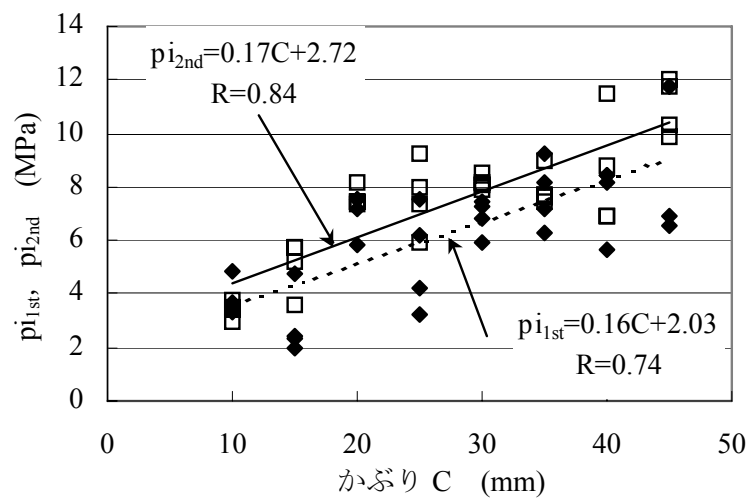


図 3. 7. 8 かぶりと pi_{1st} , pi_{2nd} の関係

きいほど大きな内圧に耐えることができることを示している。

モデル実験における内圧は鉄筋腐食における腐食膨張圧と考えることができる。今回の実験結果を鉄筋腐食で置き換えると, ①腐食膨張圧はかぶり表面のコンクリートが引張軟化領域に到達するまでは腐食量とともに増大し, ②かぶり表面のコンクリートの引張応力状態が引張軟化領域を推移する場合は膨張圧はほぼ一定, ③引張応力が消失した時点で, 膨張圧は低下する傾向があると言えよう。また, かぶりが大きくなるにつれて最大内圧は大きくなり, すなわち, 腐食膨張圧に対してかぶりの力学的な抵抗性(拘束力)が高まるといえる。

3. 7. 5 半径変化量から見たモデル実験手法の妥当性

全ての供試体で得られた 1st peak, 2nd peak 時の半径変化量を, かぶり(C)に対し, 図 3. 7. 9 に示す。図 3. 7. 9 を見ると, dr_{2nd} は傾きを持った直線で近似できる可能性があるが, 値のばらつきが大きいため, dr_{1st} , dr_{2nd} はかぶりによらず, ほぼ一定値と判断することとした。

dr_{1st} , dr_{2nd} は、本実験では平均でそれぞれ 0.088, 0.204, 標準偏差は 0.034, 0.072 であった。Parrott らの報告²⁶⁾では、腐食により鉄筋の断面半径が 0.1mm 減少すると、コンクリート表面にひび割れが発生するとある。そこで、腐食による体積変化を 2.5 倍とし、 $\Delta r=0.1\text{mm}$ として式(3.3.1.2)に代入して逆算し、半径変化量に換算すると、表面にひび割れを生じる半径

変化量は 0.15mm となった。これは dr_{1st} の平均値と、 dr_{2nd} の平均値の範囲内であり、本モデル実験から得られる結果は既報と概ね合致しているといえる。

また、一般的に、ひび割れが目視で観察されるのは、表面が引張軟化領域にあるひずみ 150 μ 以上の場合であると考えられる。そこで、腐食による体積膨張を 2.5 倍として、表面が引張軟化領域と推測される半径変化量($dr=0.088\sim0.204\text{mm}$)を式(3.3.1.2)に代入し、断面半径減少量を算出した。さらに、鋼材の密度を 7.85mg/mm^3 とし、得られた断面減少量を式(3.3.1.4)に代入して鋼材の腐食減量に換算すると、約 $46\sim108\text{mg/cm}^2$ となった。腐食減量が 10mg/cm^2 以上となった場合に腐食ひび割れが発生するといわれており²⁷⁾、換算結果はこの境界閾値より大きいものの、ほぼ合致していると考えられる。

既報との整合性から、弾性体を用いた腐食膨張圧のモデル化手法は実際の鉄筋腐食における腐食膨張圧と半径変化量の関係をよく模擬できている。したがって、モデル実験として妥当性があると考えられる。

3. 7. 6 厚肉円筒理論を用いた最大内圧式

厚肉円筒理論²²⁾は金属を代表とする弾性・等方性材料に適切な弾性理論であり、非線形・異方性材料のコンクリートに適用することは本来適切でない。また、引張ひずみと引張応力の関係において、金属材料は降伏点以降に応力一定でひずみが増大する踊り場²⁸⁾が存在し、解析が容易となる一面が存在するが、コンクリートには引張軟化領域が存在する。このため、非線形領域において厚肉円筒理論で鉄筋腐食膨張圧と半径変化量の関係を厳密に構築することはきわめて困難である。

しかし、3. 7. 4 で説明したように、かぶりが大きくなるにつれて最大内圧が大きくなる傾向は、厚肉円筒理論²²⁾においても同様の傾向が見られることから、補正することで厚肉円筒理論を腐食膨張圧解析に適用できる可能性はある。そこで、厚肉円筒理論から求められる最大内圧を、補正式を用いて本実験で得られた最大内圧 pi_{max} に補正する手法を検討した。

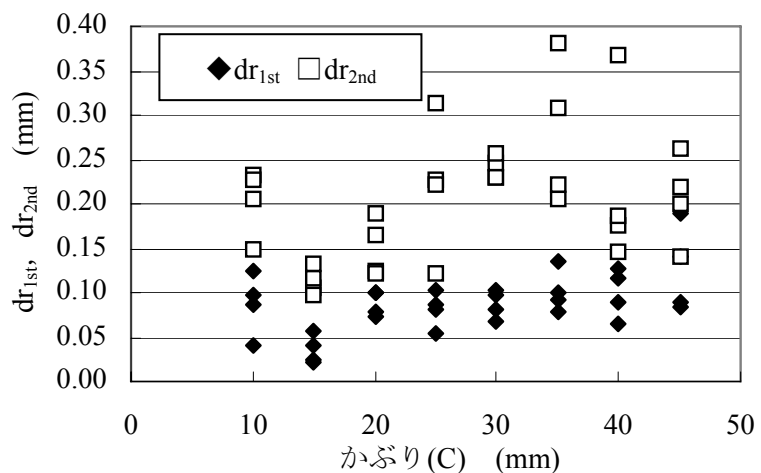


図 3. 7. 9 かぶりと dr_{1st} , dr_{2nd} の関係

図 3.7.7 に示したように、半径変化量が 0.05～0.20mm でかぶり表面のひずみが急速に増大している。また、この時の半径変化量は pi_{1st} , pi_{2nd} が得られた時点の半径変化量に相当する。最大内圧は pi_{1st} , pi_{2nd} のどちらかであることを考慮すると、モデル実験においては、かぶり表面のひずみが急速に変化する時点において最大内圧が得られていると考えられる。そこで、厚肉円筒理論における最大内圧算定式はかぶり表面が引張強度に到達した時点であると考えた。厚肉円筒理論においてかぶり表面を円筒の外円と仮定した場合、かぶり表面がコンクリートの引張強度に到達する時点の最大内圧は下記の式で表される。

$$pi_c = \frac{b^2 - a^2}{2a^2} \cdot ft \quad \text{式(3.7.6.1)}$$

ここで、 pi_c は厚肉円筒理論から算出される内圧(MPa)、 b はかぶり＋円柱空洞半径(mm)、 a は円柱空洞半径(mm)、 ft は CEB モデルから算出されるコンクリート引張強度(N/mm²)である。実験諸元から算出した厚肉円筒最大内圧 pi_c 、およびかぶりごとの実測最大内圧の平均値 $\overline{pi_{max}}$ を図 3.7.10 に示す。

図 3.7.10 を見ると、予想したとおり pi_c と $\overline{pi_{max}}$ の関係はかぶりに正比例の関係となった。ここで、 $\overline{pi_{max}}$ を pi_c で除した値を低減係数(α_c)とし、かぶりを元に整理すると、下記の式で表されることが分かった。

$$\alpha_c = -0.0414C + 2.35 \quad \text{式(3.7.6.2)}$$

厚肉円筒理論から算出される pi_c はかぶり、鉄筋径に相当する空洞径を諸元とする算出式であるが、 α_c はモデル実験の諸元から求められる係数である。本モデル実験では、空洞径 26mm、弾性体長さ 200mm しか行っていない。本来、式(3.7.6.2)には、パラメータとして空洞径に相当する鉄筋径や、腐食長さに相当する弾性体長さが導入されるべきである。このため、式(3.7.6.2)を用いて低減係数を算出し、厚肉円筒理論から求められる pi_c を乗じて、モデル実験の最大内圧を推定する際には、そのモデルの諸元に十分注意する必要がある。汎用性向上のためさらに研究を進める必要がある。

式(3.7.6.2)には今後の課

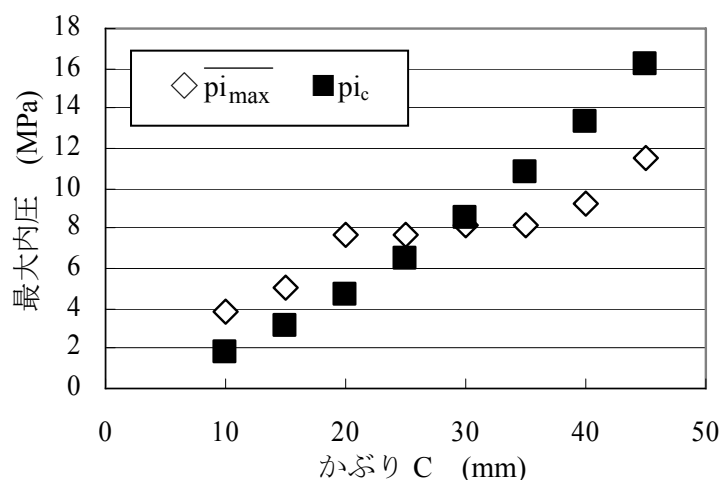


図 3.7.10 かぶり と pi_{max} , pi_c の関係

題が多い。しかし、今回のモデル実験からは、かぶり面が引張強度に到達する内圧を厚肉円筒理論から算出し(式(3.7.6.1)), これを最大内圧とした場合は、かぶり、鉄筋径、および腐食長さを諸元とした係数を用いて補正することでモデル実験の最大内圧、つまり実際の鉄筋腐食における最大腐食膨張圧を算出できる可能性があることが示された。

3. 8 本章のまとめ

本章では、鉄筋腐食に伴う鉄筋腐食膨張圧をモデル化する手法の開発に取り組んだ。

3. 2では、本論で用いる半径変化量の定義について述べた。3. 3においては、半径変化量から断面半径減少量への換算手法、腐食減量への換算手法について説明した。3. 4では、供試体の諸元と制作方法について、概略を述べた。

3. 5では、腐食膨張圧のモデル化手法として三手法を示し、この中で、弾性体方式を用いた場合の鉛直変位、鉛直荷重から半径変化量、内圧に換算する手法について理論式を述べた。また、弾性体方式を用いた場合に懸念される内圧の均一性について、有限要素法解析を行い、その確認方法を述べた。3. 6においては、実験の手法の概略を述べた。3. 7では、得られた実験結果から、内圧の均一性、ひび割れの発生・進展、半径変化量と内圧の関係、1st peak, 2nd peak 時の内圧、半径変化量から見たモデル実験手法の妥当性、および厚肉円筒理論を用いた最大内圧の推定式について考察した。

以下に本章の範囲内で得られた主な結論を示す。

- 1) 腐食膨張圧のモデル化手法として、破碎材方式、油圧方式、弾性体方式の三種類について検討した。その結果、測定データの有用性、測定時間の観点から、弾性体方式が優れていることがわかった。
- 2) 弾性体方式において、均一な内圧を導入した場合のコンクリート表面のひずみ分布を三次元有限要素法プログラムを用いて検討した。その結果、ひずみ分布は内圧導入位置を最大値とし、なだらかな曲線を描くことが明らかとなった。
- 3) 弾性体方式を用いて実験を行った場合、得られる鉛直変位と鉛直荷重から半径変化量、内圧に換算する手法を導出した。半径変化量(dr_3)、内圧(pi_3)は下記の式で換算することができる。

$$dr_3 = \frac{v \cdot dL_3 \cdot r_0}{L_0}$$

$$pi_3 = \frac{vE}{v-1} \left(\frac{dL_3}{L_0} - \frac{P}{Er_0^2 \pi} \right)$$

- 4) モデル実験においてひび割れの発生・進展について検討を行った。また、三次元有限要素法プログラムを用いてひび割れの再現性について検討した。その結果、ひび割れ発生・進展は押出し破壊、剥離破壊、割裂破壊の三種類に分類されること、ひ

び割れの発生は、正面軸方向のひび割れが先行することが明らかとなった。

- 5) 実験で得られた半径変化量と内圧の関係を整理した。その結果、押出し破壊については、内圧が最初にピークとなる点(1st peak)、以降内圧が指数関数的に減少する最後のピーク点(2nd peak)が存在し、半径変化量と内圧の関係は領域を3分割できる可能性があることがわかった。
- 6) 1st peak が得られた時点は、かぶり表面のコンクリートが引張軟化領域に到達した点、2nd peak はかぶり表面のコンクリートの引張応力が消失した点である可能性が示された。
- 7) 半径変化量からモデル実験手法の妥当性を検討した。その結果、半径変化量を換算すると、既往の研究から報告されている断面半径減少量、腐食減量と合致しており、モデル化手法の妥当性が示された。
- 8) 厚肉円筒理論から算出される最大内圧(p_{ic})とモデル実験で得られるかぶり毎の平均最大内圧($\overline{p_{i_{max}}}$)を比較検討した。その結果、かぶり表面がコンクリートの引張強度に到達する内圧を最大内圧として算出した圧肉円筒理論値に、かぶり、鉄筋径、内圧導入長さをパラメータとする低減係数(α_c)を乗じることで、モデル実験で得られる最大内圧に換算することができることがわかった。特に、今回の実験供試体の諸元においては、 $\overline{p_{i_{max}}}$ は下記の式で表現される。

$$\overline{p_{i_{max}}} = \alpha_c \cdot p_{ic} = (-0.0414C + 2.35) \frac{b^2 - a^2}{2a^2} ft$$

3. 9 本章の参考文献

- 1) 飯泉 興平・関 博・薛 昕：塩化物と中性化の複合作用を受ける RC 部材の鉄筋腐食とかぶりコンクリートに発生するひび割れに関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.27，No.1，pp.925-930，2005。
- 2) 田森 清美・丸山 久一・小田川 昌史・橋本 親典：鉄筋の発錆によるコンクリートのひび割れ性状に関する基礎研究，コンクリート工学年次論文報告集，10-2，1988。
- 3) 松島 学・横田 優・関 博：鉄筋腐食膨張によるひび割れ発生時の腐食量，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.26，No.2，2004。
- 4) 武若 耕司・松本 進：コンクリート中の鉄筋腐食が RC 部材の力学的性状に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文報告集(第6回)，1984。
- 5) C.Andrade・C.Alonso：Cover cracking as a function of bar corrosion：Part1-Experimental test, Materials and Structures, 26, 453-464, 1993
- 6) Andrés A・Torres-Acosta・Alberto A. Sagüés：Concrete Cracking by Localized Steel Corrosion-Geometric Effects, ACI Materials Journal, 501-507, November/December, 2004。

- 7) 堤 知明・松島 学・村上 祐治・関 博：腐食ひび割れ発生機構に関する研究，土木学会論文集，No.532/V-30，159-166，1996. 2.
- 8) Qi Lukuan・関 博：鉄筋腐食によるコンクリートのひび割れ発生状況およびひび割れ幅に関する研究，土木学会論文集，No.669/V-50，161-171，2001. 2.
- 9) 堤 知明・安田 登・松島 学・大賀 宏行：腐食生成物によるひび割れ幅のモデル化に関する研究，土木学会論文集，No.585/V-38，69-77，1998. 2.
- 10) 村上 正明・川口 和広・植木 博・増井 隆：鋼材の腐食によるコンクリートのひび割れ解析モデルの構築，コンクリート工学年次論文集，Vol.26，No.2，2004
- 11) Joe Padvan・Jin Jae：FE MODELING OF EXPANSIVE OXIDE INDUCED FRACTURE OF REBAR REINFORCED CONCRETE，Engineering Fracture Mechanics，Vol.56，No.6，pp.797-812，1997
- 12) F.J.Molina・C.Alonso・C.Andrade：Cover cracking as a function of rebar corrosion：Part2-Numerical model，Materials and Structures，26，532-548，1993
- 13) Christopher K.Y.Leung：Modeling of Concrete Cracking Induced by Steel Expansion，Journal of Materials in Civil Engineering，169-175，May/June 2001.
- 14) Farid UDDIN A.K.M.・Masayasu Ohtsu：BEM ANALYSIS OF MIXED-MODE CRACK PROPAGATION DUE TO CORROSION OF REINFORCEMENT IN CONCRETE，J.Materials, Conc. Struct. Pavements, JSCE，No.704/V-55，271-280，2002. May.
- 15) P.STROEVEN・D.H.DALHUISEN・A.T.MOCZKO：EXPERIMENTAL SIMULATION OF BAR CORROSION AND IMPLEMENTATIONS FOR CONCRETE DURABILITY，Concrete Under Severe Conditions：Environment and loading(Volume One) Edited by Sakai, N.Banthia and O.E.Gjorv by E & FN Spon，554-562，1995.
- 16) コンクリート構造物の長期性能照査支援モデル研究委員会：コンクリート構造物の長期性能照査支援モデルに関するシンポジウム，日本コンクリート工学協会，2004. 10.
- 17) 荒木 弘祐・服部 篤史・宮川 豊章：鉄筋の腐食膨張によるかぶりコンクリート剥落現象とその予測，土木学会論文集，No.802/V-69，209-221，2005. 11.
- 18) 荒木 弘祐・服部 篤史・宮川 豊章：三次元的腐食膨張圧が作用する場合の半径変化量と内圧の関係，土木学会第 60 回年次学術講演会，5-299，597-598，2005.
- 19) 須田 久美子・MISRA Sudhir・本橋 賢一：腐食ひび割れ発生限界腐食量に関する解析的検討，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.14，No.1，1992.
- 20) 日本コンクリート工学協会：コンクリート診断技術'01 基礎編，日本コンクリート工学協会，2001. 3.
- 21) 吉岡 保彦，米澤 敏男：鉄筋の腐食生成物の力学的特性に関する基礎的な検討，土木学会第 37 回年次学術講演会，5-136，271-272，1982.
- 22) S.チモシェンコ：材料力学下巻，昭和 37 年
- 23) 井上 博登・田辺 義博・柴田 悟：塑性損傷コンクリートモデルを用いた鉄筋コンクリート構造解析，ABAQUS 国内ユーザズミーティング東京，2002.

- 24) CEB-FIP MODEL CODE 1990 : COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON, Thomas Telford Services Ltd, 1993.
- 25) R.D.Browne : Mechanisms of Corrosion of steel in Concrete in Relation to Design, Inspection, and Repair of Offshore and Coastal Structures, ACI SP65-11, 169-204, 1965.
- 26) Parrott.P.J : Design for avoiding damage due to carbonation induced corrosion, ACI SP145, 283-298, 1994.
- 27) 土木学会コンクリート委員会:コンクリート標準示方書[維持管理編], 土木学会, 2001. 1.
- 28) 岡田 清・明石 外世樹・小柳 洽:土木材料学, オーム社, 1998.

第4章 モデル実験による鉄道高架橋床版部の腐食ひび割れに関する研究

4. 1 はじめに

3章では、腐食膨張圧のモデル化手法の開発について述べ、このモデル化手法の妥当性について論じた。ここから、弾性体方式を用いた手法は定義した半径変化量や内圧の関係は鉛直変位と鉛直荷重から導出できることや、鉄筋腐食膨張圧によるかぶりコンクリートのひび割れ性状をよく模擬していることなどが明らかとなった。しかし、3章で説明した実験方法では、かぶりコンクリートの破壊形状の再現には課題が残った。すなわち、実際の鉄筋腐食が進行した場合にはかぶり表面の剥離・剥落現象が見られるが、作成した供試体のうち、剥離破壊したのはかぶり10mm、15mmの一部のみで、剥離破壊に関する十分な情報が得られたとはいえない面がある点である。

これは、まず、供試体の幅(図3.4.1における左右面の幅)が小さかったことが原因として考えられる。3.7.2で述べたように、主たる破壊形状である押出し破壊の場合は側面に軸方向ひび割れが発生している。このひび割れは供試体の幅が小さいために生じたひび割れと考えられ、供試体幅が大きければ、かぶり表面に剥離ひび割れとして現れた可能性がある。剥離破壊の再現には、供試体の幅を拡大する必要があると考えられる。

次に、かぶり40mm、45mmでは割裂破壊が見られているが、これは正面軸方向ひび割れが背面側に進展した結果、供試体を二分割するように破壊した形状である。3章の実験では、腐食鉄筋をモデル化した空洞を設置したのみで、実構造物に存在する対象鉄筋に直交する鉄筋(以下、直交鉄筋と呼ぶ：たとえば配力筋やスターラップ)は存在していない。直交鉄筋が存在する場合は、この鉄筋がひび割れ進展に対して抑制力を持つと考えられるため、実構造物におけるひび割れ進展は3章で説明した進展過程と異なる可能性がある。

本章では、3章で説明したモデル実験の改良について、三次元弾塑性有限要素法を用いて解析した検討結果を示す。この解析においては、剥離破壊の再現性や、ひび割れの進展について述べる。続いて、この結果に基づいて供試体を作成し、腐食長さに相当する弾性体長さを種々変更して実験を行った結果を示す。さらに、後述する三次元効果と剥離倍率、剥離倍率の安全確率の定義について述べ、これらを用いて実験結果を考察する。

4. 2 三次元弾塑性有限要素法による剥離破壊の再現

4.1で述べたモデル実験における課題に対し、剥離破壊を再現するとともに、直交鉄筋の有無が破壊性状に与える影響について検討するためには供試体の寸法、構造の改良が必要である。そこで、供試体作成の方針を決定するために、三次元弾塑性有限要素法(ABAQUS Ver.6.3)を用いて、最初に、腐食膨張圧のモデル化手法の検討を行い、その後、供試体寸法、構造を検討することとした。

4. 2. 1 解析における腐食膨張圧のモデル化

3章では、解析における腐食膨張圧のモデル化を弾性体長さと同寸法の範囲における内圧とした。しかし、腐食膨張圧のモデル化手法には、空洞内壁に力である内圧を与える方式^{1)~3)}以外に、空洞内壁を法線方向に変位させる手法も存在する⁴⁾。そこで、この二つの方法について二次元断面解析を行い、ひび割れの再現性の観点から優れている手法を検討することとした。

空洞内壁を法線方向に変位させる手法としては、鉄筋断面全体を法線方向に膨張させる手法(Case1)で検討した。解析上の手法として、膨張は熱膨張で再現した。3章でも用いたように、空洞内壁に内圧を与える方式は、鉄筋位置を円形の空洞とし、その円周上で法線方向に漸増する内圧を導入する手法(Case2)で検討した。

二次元解析モデルを図4.2.1に示す。モデルはD19の鉄筋が150mm間隔で格子状に配置してある鉄道構造物の床版下面を模擬し、150mm×400mmの断面とした。また、かぶりは20mm、縦・横鉄筋直径は20mmとした。2章でも説明したように、堤らの論文⁵⁾では、ひび割れ発生角度(θ)はかぶり(C)と鉄筋径(ϕ)をパラメータとする $k=D/\phi$ ($D=2C+\phi$)に依存し、 k が3.0前後の値が得られるかぶりおよび鉄筋径においては、理論的には60~70°の剥離ひび割れが発生している。今回の二次元解析モデルは $k=3.0$ であるため、剥離ひび割れが発生すると推測される。

鉄筋は、降伏強度295N/mm²、ヤング係数200kN/mm²のバイリニアモデルとした。コンクリートの圧縮強度は30N/mm²とし、3.5.1で述べたように、応力とひずみ関係はCEBモデル⁶⁾に則って算出した。境界条件として、長さ150mmの左右辺を方向2固定、長さ400mmの底辺を方向1固定とした。要素は三角形一次要素とし、一辺を5mmとした。Case1においては、腐食膨張圧モデル化鉄筋に上記の機械的物性値のほか、熱線膨張係数 $1.0 \times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ を与えた。Case2では、腐食膨張圧モデル化鉄筋を円形の空洞に置き換え、その円周上で法線方向に内圧を加えた。

解析は主引張ひずみが150 μ を超えた要素を灰色としたコンター図を確認しながら行った。この150 μ はコンクリートのCEBモデル⁶⁾において弾性域と引張軟化領域の境界値である。

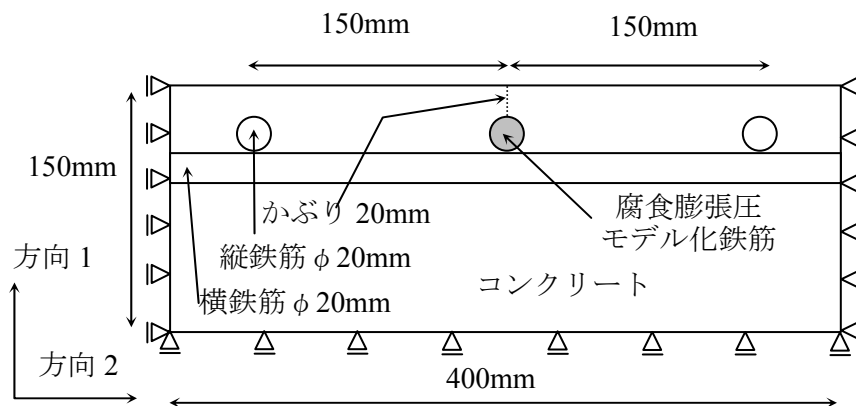


図4.2.1 二次元解析モデル

ここから、引張ひずみが 150μ を超えた要素はひび割れが生じていると判断し、ひび割れの方向が明確となった時点で解析を打ち切った。

Case1, Case2 で得られた腐食膨張圧モデル化鉄筋付近の拡大コンター図を図 4.2.2 に示す。なお、図 4.2.2 では、モデル化鉄筋とコンクリート界面の変形を参照するため、変形を 500 倍としている。Case1 ではひび割れが腐食膨張圧モデル化鉄筋の法線方向に進展した後、かぶり表面から発生したひび割れと連結・貫通するとともに、横鉄筋に沿って進展する様子が伺える。横鉄筋に沿ったひび割れはかぶり表面側に屈曲することではなく、解析を継続しても横鉄筋に沿って進展した。いわば、横鉄筋とコンクリートを引き剥がすような破壊形状となった。これに対し、Case2 ではかぶり表面へひび割れが進展するとともに、堤らの報告⁵⁾の通り、剥離ひび割れの角度が $60\sim 70^\circ$ で鉄筋から進展する様子が見て取れる。このひび割れは、最終的にかぶり表面に貫通し、剥離ひび割れを形成すると推定される。さらに、Case1 ではモデル化鉄筋が円形を保持したまま法線方向に拡大しているが、Case2 では円形の空洞の変形はかぶり表面側に集中し、かぶり面に垂直方向に長軸を持つ楕円状に変形していることがわかる。

ここで、実際の鉄筋腐食に伴うひび割れの進展について、横田らが報告している錆層の鉄元素の二次元元素分析⁷⁾を参照する。図 4.2.3 にこの二次元元素分析を示す。図中の白色箇所は鉄元素が高濃度存在している箇所である。腐食に伴うひび割れにも腐食生成物が侵入するため、ひび割れ箇所も白色で示されている。この図を見ると、実際の鉄筋腐食では、かぶ

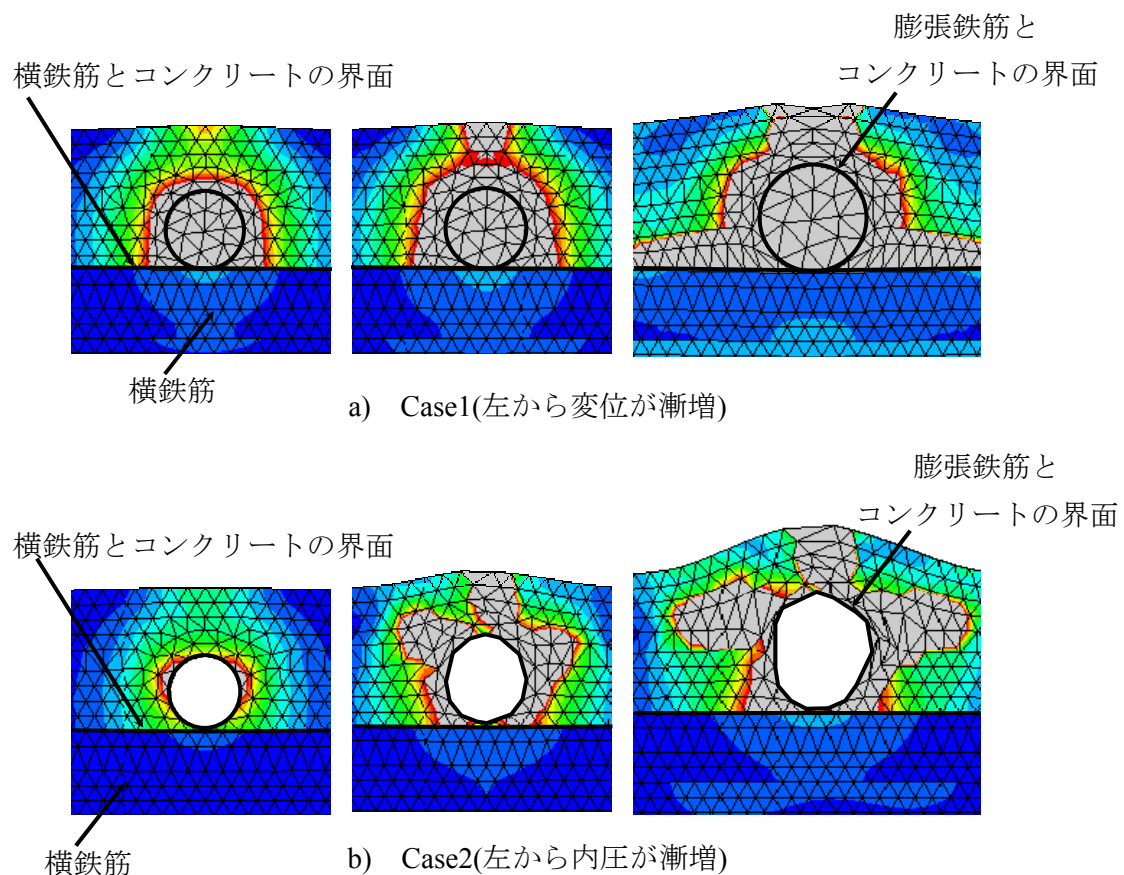


図 4.2.2 解析結果コンター図

り表面側に向かってある角度でひび割れが進展し, 最終的に剥離ひび割れを形成する可能性が高い.

また, 中性化や外的塩害の鉄筋腐食は, 鉄筋断面のうち, かぶり面側から開始すると言われている⁸⁾. 図 4. 2. 3 でも腐食生成物のかぶり面側に発生している. かぶりや横鉄筋の存在を考慮すると, 腐食生成物が発生した位置の法線方向の変位は, 発生していない位置と比べて大きくなると推定される. ここから, 腐食した鉄筋の見かけ上の断面は, かぶり面に垂直方向に長軸を持つ楕円状になると推定される.

解析によるひび割れ進展状況, およびモデル化鉄筋とコンクリート界面の変形状況と実際の鉄筋腐食を比較すると, 本論の二つの手法では Case2 によるひび割れ再現が優れていると判断できる.

以上のことから, 腐食膨張圧をモデル化する手法としては, 対象の鉄筋を空洞とし, その円周上で法線方向に内圧を導入する手法が適していると判断した.

4. 2. 2 鉄道高架橋床版部を模した供試体の寸法および構造

解析は, 3 章で使用した供試体の左右面の幅を拡大し, 400mm×400mm×150mm とした. 解析モデルの一例を図 4. 2. 4 に示す. また, 解析は表 4. 2. 1 に示す全 24 種類について行った. 直交鉄筋および補助鉄筋(以下合わせて鉄筋と呼ぶ)有りの場合は, 鉄道高架橋の一般的な床版部の配筋を模擬し, 空洞径と同じ径の鉄筋を図 4. 2. 4 のように 150mm ピッチで格子状に配置した. コンクリート, 鉄筋の機械的物性値は 4. 2. 1 と同一とした.

剥離ひび割れが内圧導入軸を中心として, ある一定角度で楕円錐状にかぶり側コンクリート表面に進展するとした場合, 内圧導入長さが大きいほどかぶり面の剥離領域は大きくなる

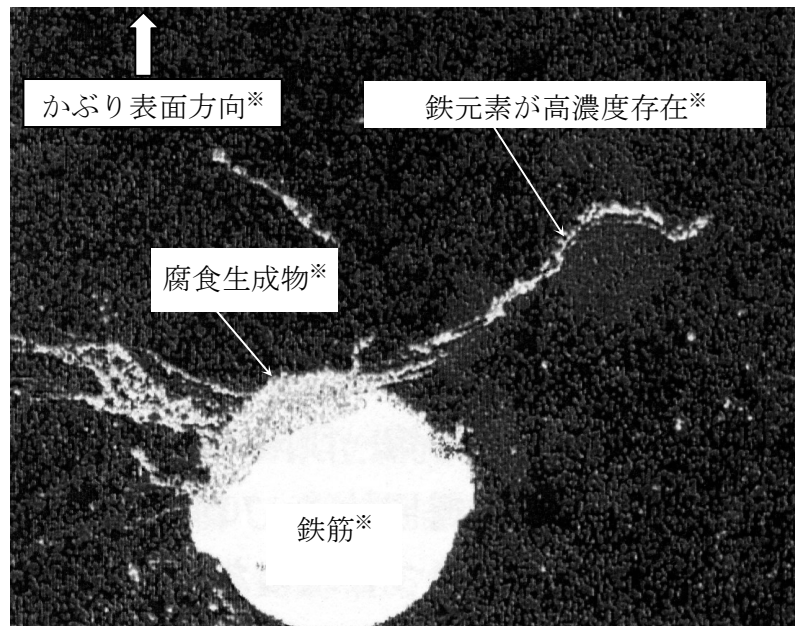


図 4. 2. 3 錆層の鉄元素二次元元素分析⁷⁾
(※ 原図に加筆)

表 4. 2. 1 解析シリーズ

空洞径(mm)	かぶり (mm)	鉄筋の有無
10	10, 20, 30, 40	有り, 無し
20	10, 20, 30, 40	有り, 無し
30	10, 20, 30, 40	有り, 無し

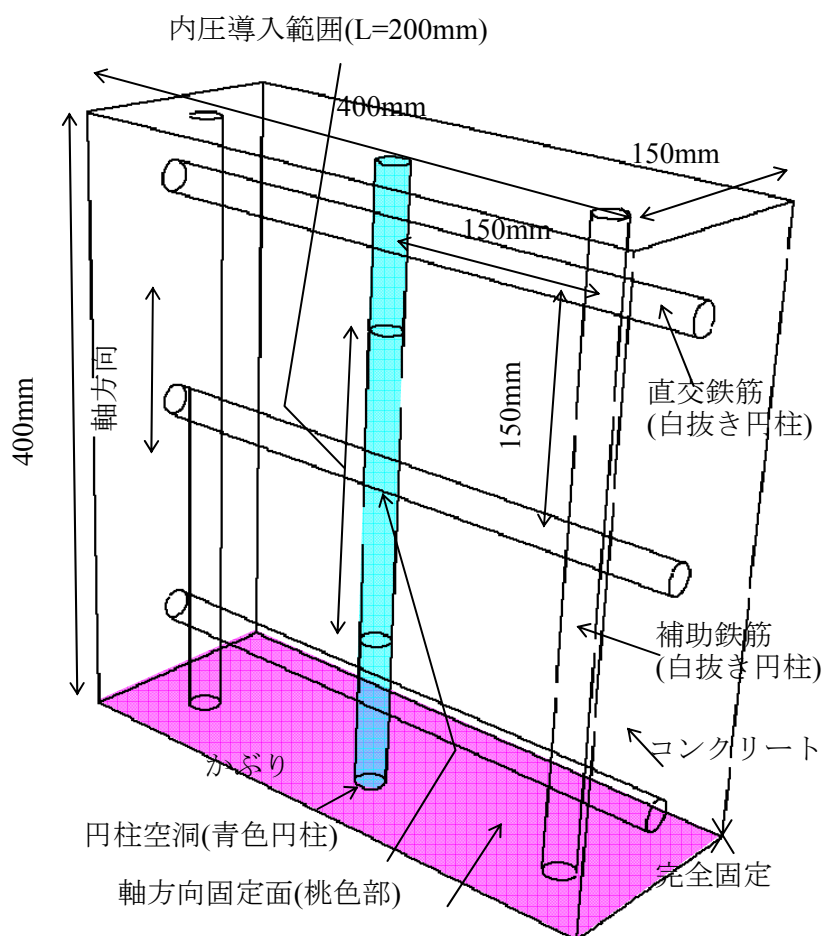
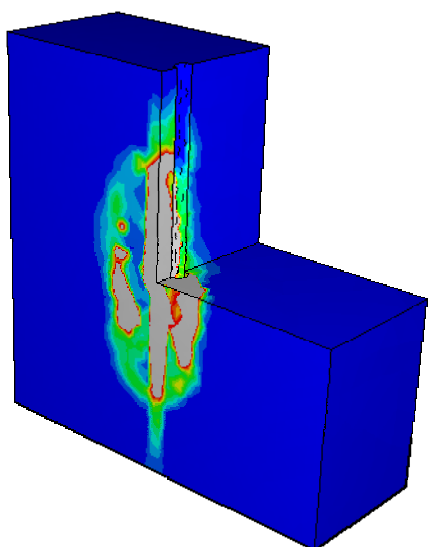


図 4.2.4 解析対象(円柱空洞径=鉄筋径=20mm)

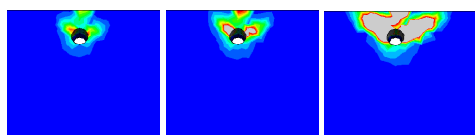
と考えられる。4.2.1で説明したように、剥離ひび割れが角度 60 度でかぶり面に向かって進展すると仮定すると、かぶりの最大値 40mm で剥離破壊を再現可能な内圧導入長さは $L=262\text{mm}$ である。剥離ひび割れとかぶり面の上下端部の余裕代(30mm)を考慮すると、内圧導入長さの最大は 202mm であるので、解析では内圧導入長さを 200mm とした。内圧は、図 4.2.4 の内圧導入範囲の円柱空洞内壁に分布荷重(圧力)として導入した。かぶり表面の要素は 10mm の四面体要素とした。境界条件として、図 4.2.4 の桃色面を軸方向のみ固定とし、図 4.2.4 の×印の点を完全固定とした。本解析は圧力を与えているため、モデルに与えられる最大内圧に到達した時点で解析は終了する。解析時間の都合から、内圧増分が $1 \times 10^{-8}\text{MPa}$ 以下となった時点を解析終了とし、解析を打ち切った。

4.2.3 供試体幅の拡大と鉄筋の有無が破壊形状に与える影響

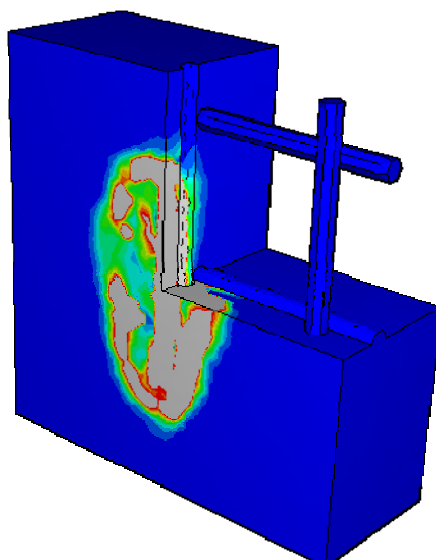
解析後、出力を最大主ひずみとし、コンター図を作成した。図 4.2.5 に代表例として、円柱空洞径 20mm でかぶり 20mm の鉄筋無し、有りの場合と、円柱空洞径 20mm でかぶり 40mm



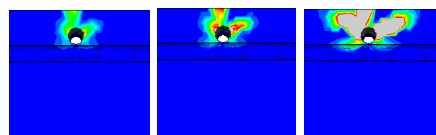
(A-1) かぶり 20mm
鉄筋無し(6.55MPa)



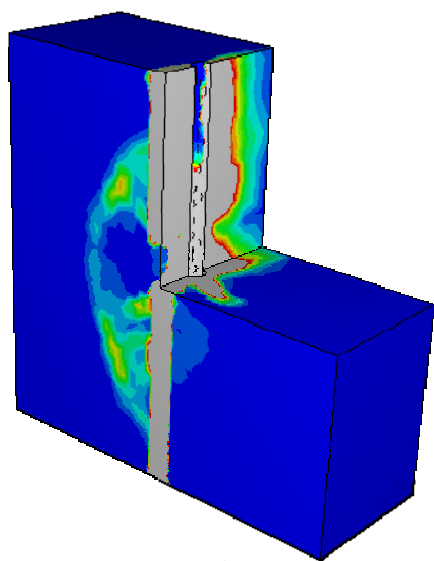
(A-2) かぶり 20mm
鉄筋無し中央断面拡大
左 : 5.84MPa, 中 : 5.91MPa, 右 : 6.23MPa



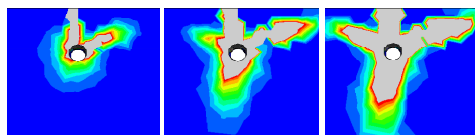
(B-1) かぶり 20mm
鉄筋有り(6.91MPa)



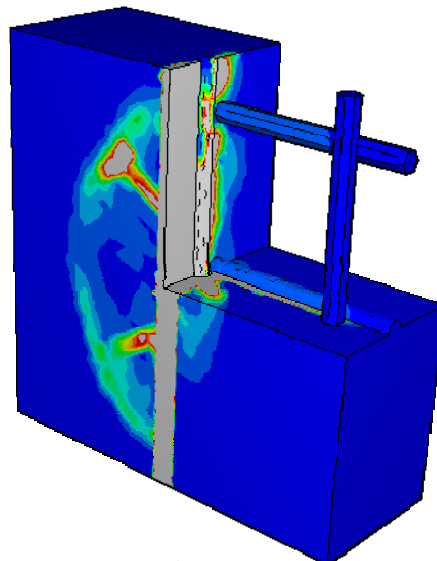
(B-2) かぶり 20mm
鉄筋有り中央断面拡大
左 : 5.84MPa, 中 : 5.91MPa, 右 : 6.23MPa



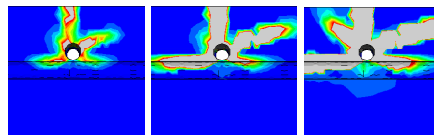
(C-1) かぶり 40mm
鉄筋無し(11.5MPa)



(C-2) かぶり 40mm
鉄筋無し中央断面拡大
左 : 11.0MPa, 中 : 11.3MPa, 右 : 11.4MPa



(D-1) かぶり 40mm
鉄筋有り(12.1MPa)



(D-2) かぶり 40mm
鉄筋有り中央断面拡大
左 : 11.0MPa, 中 : 11.3MPa, 右 : 12.0MPa

図 4.2.5 かぶり 20mm, 40mm における最大主ひずみ分布図

の鉄筋無し、有りの場合のコンター図を示す。図 4.2.5 の(A-1), (B-1), (C-1), (D-1)は解析後の全体のコンター図で、解析終了後の断面確認のため右上 4 分の 1 を表示から消したカット図としている。また、図 4.2.5 の(A-2), (B-2), (C-2), (D-2)は、ひび割れ進展の状況を確認するための最大内圧に至る圧力毎の中央部の断面拡大図である。3. 7. 2で述べたように、モデル実験の解析においては、主ひずみが 1400μ を越えた要素を灰色で表現すると、灰色要素の連続箇所が供試体のひび割れ箇所をよく再現することが分かった。そこで、図 4.2.5 でも主ひずみが 1400μ を越えた要素を灰色と表現し、この連続箇所をひび割れが推測される箇所とした。

図を見ると、かぶり 20mm(図 4.2.5 の(A-1), (B-1))では鉄筋の有無に関わらずひび割れがかぶり面側に集中し、剥離破壊していることがわかる。また、(A-2), (B-2)のひび割れ進展状況からもひび割れがかぶり面側に集中することがわかる。これは、鉄筋の有無に関わらず生じている。3章のモデル実験の結果では、かぶり 20mm では押出し破壊をしていることから、供試体の幅を拡大することで破壊形状を剥離破壊に統一できる可能性が示された。一方、かぶり 40mm(図 4.2.5 の(C-1), (D-1))では、鉄筋有りの場合は直交鉄筋の深さでひび割れが拘束され、かぶり面側にひび割れが集中することがわかる。また、鉄筋有りの場合は、剥離ひび割れがかぶり面側に進展するとともに、直交鉄筋に沿って進展するひび割れも見られる。これに対し、直交鉄筋無しの場合は背面側にもひび割れが進展し、割裂破壊を起こす可能性があることがわかる。これは、(C-2), (D-2)のひび割れ進展状況からも推定される。ここから、かぶり 40mm については、鉄筋の存在が破壊形状の統一に寄与していることがわかる。

空洞径 10mm, 30mm においても、供試体の拡大の効果、鉄筋の有無の効果は同様の結果が得られ、かぶり 20mm までは鉄筋の有無に関わらず剥離破壊を生じ、かぶり 30mm, 40mm では直交鉄筋がない場合、割裂破壊を生じる可能性が高いことが明らかとなった。

以上の解析結果から、表 4.2.1 の解析パターンでは、供試体を拡大することと、鉄筋を配置することが破壊モードを統一し、剥離破壊の再現に有効であると考えられる。

4. 3 三次元効果の定義

腐食鉄筋とかぶり表面との間にひび割れ進展に対する支障物(例えばスターラップやスパーサ)が存在しない場合、あるいは、かぶり表面の面積に対して腐食部位が小さい場合(例えば床版部における部分的な鉄筋腐食)は、4. 2. 2でも述べたように、かぶりのひび割れは腐食位置を中心にほぼ楕円状になり、剥離破壊を生じると考えられる。この破壊形状を簡略し、モデル化した図を図 4.2.6 に示す。

かぶり表面側の形状を考えると、図 4.2.6 の剥離片は長方形部分と(赤色部分)半円部分(水色部分)に分けられる。断面方向で剥離片を切断した場合、長方形部分は切断位置に因らず断面が均一な領域であり、半円部分は切断位置によって断面が変化する領域である。赤色部分のみを考慮した鉄筋腐食に関する解析を行う場合は、二次元の断面解析が適当であるが、水色部分を含めて解析を行い場合は、二次元断面では十分にその挙動を把握できるとは言い難い。本論では、図 4.2.6 の水色の領域が存在することにより発生する二次元解析結果(半径変

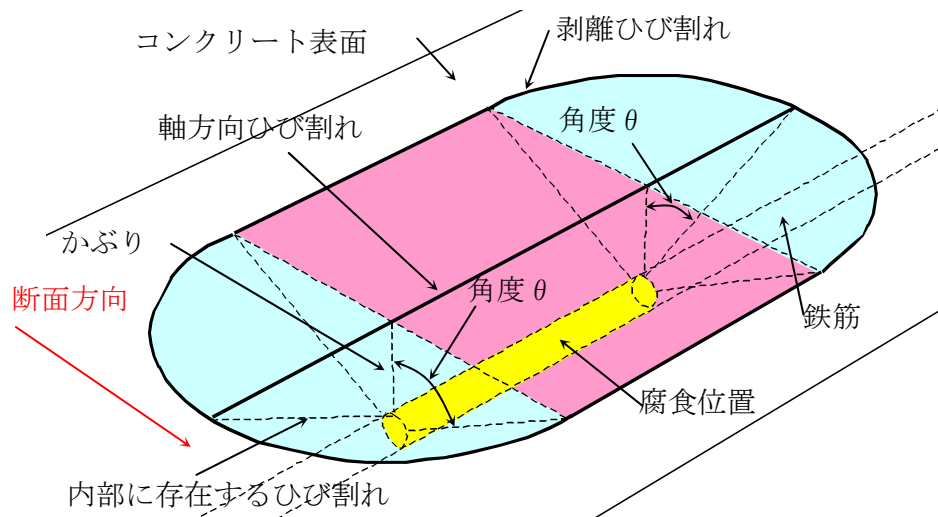


図 4.2.6 剥離片のモデル化図

化量と導入内圧の関係、最大腐食膨張圧やひび割れ発生時の鉄筋腐食減量など)における実際との乖離への影響を総称して「三次元効果」と呼ぶこととする。

三次元効果の大小は、鉄筋軸方向の腐食長さ(以下腐食長さと呼ぶ)あるいは図中の赤色部分と水色部分の面積比が影響していると考えられる。ここで、水色部分の面積を赤色部分の面積で除した面積比を考える。堤らの論文によれば⁵⁾、腐食に伴うひび割れはかぶりと鉄筋径に依存し、剥離ひび割れの角度(図 4.2.6 の角度 θ)はある一定値となる。剥離ひび割れがこの角度を保持したまま連続して剥離片を形成すると仮定すると、かぶりと鉄筋径が同一であれば、腐食長さが変化しても、水色の面積は変化しない。一方、腐食長さが大きくなると、赤色部分は鉄筋軸方向に伸びることから、その面積は大きくなる。このため、腐食長さの増加に対して面積比は小さくなり、赤色部分の影響が大きくなる。このとき、三次元効果は小さくなると考えられる。このように、三次元効果は腐食長さによって増減し、腐食長さが無限大となればその影響はなくなる。

厳密に鉄筋腐食の解析を行う場合は、腐食長さの長短にかかわらず、上記で示した三次元効果は常に考慮すべきであろう。しかし、三次元解析は複雑で、時間がかかり、すべてを三次元解析で行うことは無理がある。また、腐食長さが大きな実構造物を模擬して実験を行う場合でも、厳密に三次元効果に配慮すれば、実寸大の供試体が必要となり、現実的ではない。さらに、実際の鉄筋やコンクリートの物性値はばらつきを持っていることから、ばらつきすべてを包含する解析・実験を行うことは不可能に近い。ここから、三次元効果を見捨ても、解析および実験において問題のない腐食長さの把握が必要であると考えられる。

3章のモデル実験は腐食長さに相当する弾性体長さを 200mm に固定して行ったため、腐食長さによる三次元効果の影響は均一である。かぶりの違いによる三次元効果は存在するものの、最終的な破壊形状が剥離破壊と押し破壊、割裂破壊の 3 種類に分類されたため、三次元効果の影響について詳細に把握することは難しい。三次元効果の把握には、破壊形状を統一するとともに、腐食長さを変化させた解析や実験が必要である。

4. 4 鉄道高架橋床版部の鉄筋腐食を模擬したモデル実験

4. 4. 1 鉄道高架橋床版部を模擬した供試体の作成

4. 2. 3 の検討結果から供試体寸法を $400\text{mm} \times 400\text{mm} \times 150\text{mm}$ とし、すべての供試体に鉄筋を配置した。供試体の円柱空洞径は鉄道構造物の高架橋床版部で一般的に用いられている D19 を模擬し、直径(ϕ)を 20mm とした。また、鉄筋は SD295A で D19 の鉄筋を、同じく実態を考慮して 150mm ピッチで格子状に組むこととした。写真 4. 4. 1 に鉄筋組み写真を示す。中央部には $\phi 20\text{mm}$ の塩ビ柱が配置してある。これは、コンクリート硬化後、これを引き抜き、円柱空洞を作成するためである。

供試体はかぶり $10, 20, 30$ および 40mm で各 16 体(全 64 体)作成した。コンクリートの配合は 3 章で作成した供試体と同一(表 3. 4. 2)とした。供試体は脱型後、塩ビ柱を引き抜き、14 日間水中養生を行った。完成した供試体を写真 4. 4. 2 に示す。管理供試体によるコンクリートの圧縮強度は 36.8N/mm^2 (標準偏差 2.14), 引張強度は 2.75N/mm^2 (標準偏差 0.418), 静弾性係数は 30.3kN/mm^2 (標準偏差 3.41)であった。

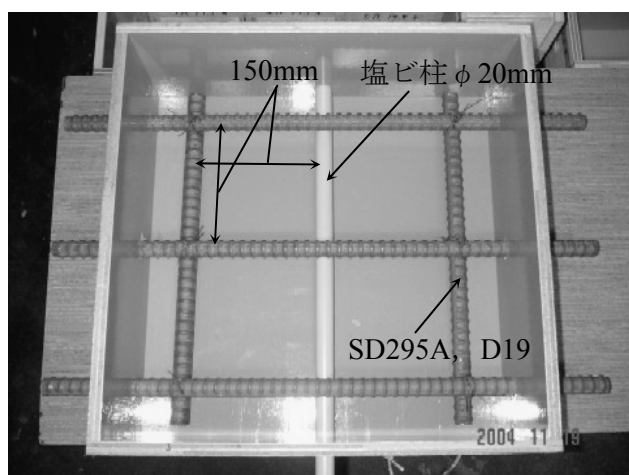


写真 4. 4. 1 鉄筋組み状況

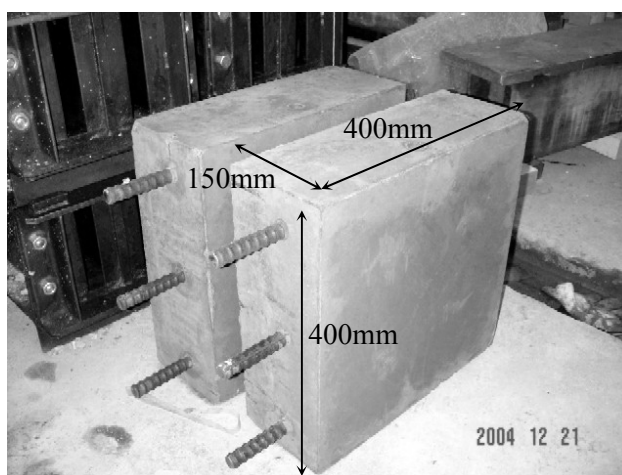


写真 4. 4. 2 完成供試体

4. 4. 2 載荷試験装置の改良

3 章で説明した載荷方法は供試体の破壊に関しては満足の行く手法であったが、測定管理に関しては問題があった。これは、3 章の手法は万能試験機(500kN 級)を改造して行ったが、載荷速度の制御が油圧バルブの開閉によるため一定速度を得ることが難しく、速度調整に労力を要する必要があるためである。また、本章で作成した拡大供試体は幅が広く、万能試験機への設置が難しい。そこで、載荷試験装置を改良し、作成することとした。

載荷試験装置の基本的な構造は油圧式から機械式に変更した。これは、機械式のジャッキと周波数制御装置を組み合わせた構造であり、周波数を設定すると一定速度でジャッキのシャフトが延伸する仕組みとなっている。構造変更に伴い、変位は下部から上部への導入方向

(写真 3.6.3)を改め、上部から下部方向への導入とした。改良した載荷試験装置を写真 4.4.3 に示す。

4. 4. 3 弾性体長さの設定・設置

3 章の手法と同様に弾性体の変形で内圧を導入することとした。今回は三次元効果を考慮し、鉄筋腐食長さが変化した場合をモデル化し、圧力導入範囲を変化させ、範囲の違いによる半径変化量と内圧の関係を得ることとした。弾性体は 50, 100, 150 および 200mm の 4 種類を中央に配置した。供試体作成の簡便性のため、本論文の供試体の円柱空洞は上面から下面まで貫通させている。このため、中央部に圧力導入するために位置決め治具が必要となる。そこで、直径 20mm、長さ 100mm(弾性体 200mm 対応)~175mm(弾性体 50mm 対応)の寸法で、材質が強じん鋼 S45C の各弾性体長さに対応した位置決め治具を作成した。



写真 4.4.3 載荷装置

弾性体の挿入は、写真 4.4.3 に示す載荷試験装置の底板に供試体を載せ、各弾性体に応じた治具を挿入し、円柱空洞内壁および弾性体に機械油を塗布した後、弾性体を挿入した。弾性体と治具の接触は鉄棒の挿入長さで確認した。

4. 4. 4 載荷方法

弾性体挿入後、供試体を移動させ、木槌で微調整を行いながら、シャフトと円柱空洞の軸を合わせた。ハンドルを用いてシャフトを上下させ、データロガーに接続したロードセルの荷重値を見ながら初期摩擦が最も小さくなるように、さらに木槌で供試体の軸の微調整を行った。調整後、弾性体まで約 10mm 程度の初期隙間が残るようにシャフトを降下させた。

載荷は電動モーターと変速機を用い、シャフト降下速度を測定の利便性から 3 章と同様に 0.20mm/20 秒に設定して行った。測定は、鉛直荷重、鉛直変位およびかぶり面の円柱空洞軸上のひずみゲージ値とし、変位計が 0.20mm 変化する毎(20 秒毎)にデータロガーで自動計測を行った。また、目視によってコンクリート表面のひび割れ観察を行い、マジックでトレースした。計測は鉛直荷重がほぼ 0kN となった時点で終了した。

得られた鉛直荷重、鉛直変位は 3. 6. 4 で説明した手法を用いて初期補正を行った。補正後、補正された鉛直荷重、鉛直変位を式(3.5.2.14)、式(3.5.2.16)を用いて、半径変化量と内

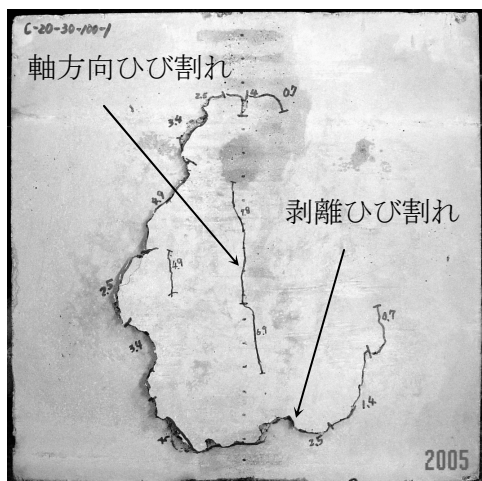


写真 4.5.1 剥離破壊

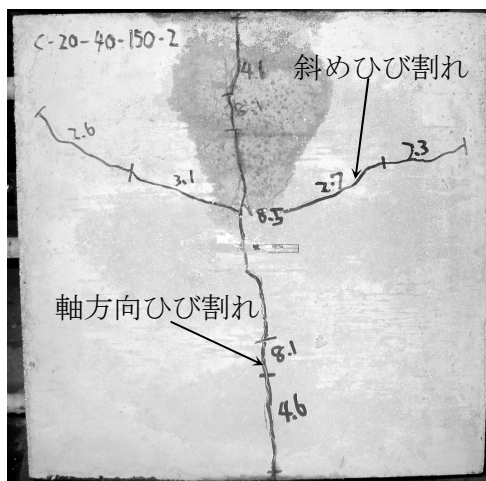


写真 4.5.2 複合破壊

圧に変換した。

4. 5 実験結果および考察

4. 5. 1 破壊形状

本章におけるモデル化供試体の最終的な破壊形状は、剥離破壊のほかに、割裂破壊と押し出し破壊の複合破壊の二種類が見られた。剥離破壊と複合破壊の一例を写真 4.5.1、写真 4.5.2 に示す。剥離破壊は図 3.7.2 に示すように、かぶり表面に段差を生じるひび割れが発生した破壊形状である。複合破壊は、軸方向ひび割れが発生した後、鉛直荷重低下中に軸方向ひび割れが供試体の上面、下面に貫通し、その後かぶり表面に斜めひび割れが発生して終局(鉛直荷重が 0.5kN 程度)を迎える破壊形状であった。この際、かぶり表面に段差を生じる剥離ひび割れは発生していない。複合破壊はかぶりが大きな 40mm、30mm で比較的多く見られた。

4. 2. 3 で述べたように、三次元弾塑性有限要素法による結果では、かぶりが大きなモデルについてはかぶり表面に向かって進展するひび割れと、直交鉄筋に沿って進展するひび割れが存在する。複合破壊は直交鉄筋に沿って進展するひび割れが卓越したため、かぶり表面に剥離ひび割れが現れない破壊形状になったものと推測される。

表 4.5.1 破壊形状と係数(k), 剥離ひび割れ角度(θ)

かぶり C(mm)	破壊形状		k=D/ ϕ	θ ($^{\circ}$)
	剥離破壊数／全供試体数	剥離破壊 再現比率 (%)		
40	9 体／16 体	56.3	5.0	78.5
30	13 体／16 体	81.3	4.0	75.5
20	15 体／16 体	93.8	3.0	70.5
10	16 体／16 体	100.0	2.0	60

表 4.5.1 に全供試体中、剥離破壊で終局を迎えた数と剥離破壊再現比率、また、2 章で説明した堤らが報告している係数($k=D/\phi$)、および算出される剥離ひび割れ角度(θ)を示す。剥離破壊比率はかぶりが大きくなるにつれて減少している。堤らは、係数(k)が 3.0 前後で剥離破壊を生じると報告している。剥離破壊比率を見ると、かぶり 10mm, 20mm においてはほぼ剥離破壊をしており、この時の係数(k)は 2.0, 3.0 であるため、堤らの報告と合致する。また、算出された剥離ひび割れ角度(θ)は、かぶりが大きくなるにつれて大きくなっている。ひび割れ角度が大きくなると、ひび割れはかぶり表面に貫通するのではなく、直交鉄筋に沿って進行する可能性が高くなる。かぶり 30mm, 40mm で見られた複合破壊は、このひび割れ角度が大きいことが原因であると推測される。

本章は剥離破壊を再現し、破壊形状を統一する目的で、三次元有限要素法を用いて事前シミュレーションを行い、供試体の改良(幅の拡大と直交鉄筋の配筋)を行った。実験を行った結果、かぶり 40mm においては、56%程度、30mm においては、81%程度の剥離破壊再現率となった。Farid らの研究⁹⁾や、堤らの研究⁵⁾では、腐食によるひび割れは様々なパターンが存在し、かぶり面側に進展する軸方向ひび割れや剥離ひび割れのほかに、かぶり面から背面側に鉄筋を通過して進展するもの(割裂破壊を引き起こすひび割れ)や、鉄筋から背面側に斜めに進展するひび割れも報告されている。3 章で作成した供試体についても、様々なひび割れが観測され、破壊形状も 3 種類に分類された。この三つの例は、いずれも対象腐食鉄筋以外に補強鉄筋を有さない場合であり、これらと比較すると本章の補強鉄筋(直交鉄筋、補助鉄筋)を有す場合は、破壊モードをほぼ統一できたといえる。

本章では、剥離破壊のメカニズムについて論じることを目的としている。したがって、以下では全供試体のうち、剥離破壊した供試体について詳述することとする。

4. 5. 2 剥離破壊におけるひび割れ進展

図 4.5.1 に剥離破壊が得られたかぶり 20mm、弾性体 200mm の鉛直変位と鉛直荷重の関係を示す。また、写真 4.5.3 に実験終了後の写真を示す。ひび割れは、鉛直荷重が概ね最大を示した際に、円柱空洞直上に軸方向ひび割れ(図 4.5.1 の①時点で写真 4.5.3 の①が確認)が現れた。その後、鉛直荷重が低下している際に、剥離ひび割れ(図 4.5.1 の②時点で写真 4.5.3 の②が確認)が観察された。以下、かぶり表面における剥離ひび割れの起点が観測された時点(図 4.5.1 の②時点)を「剥離ひび割れ観測点」と呼ぶ。なお、剥離ひび割れの起点部(写真 4.5.3 の②)の位置は後に剥離片を形成する楕円上の一点ではあったが、その始点位置に共通性は見られなかった。荷重低下中は最初に発生した剥離ひび割れが進展し、圧力導入範囲を中心とした楕円状の剥離片を形成した。中には、急激に剥離ひび割れが進展し、鉛直荷重が急激に低下する(図 4.5.1 の③時点で写真 4.5.3 の③)供試体があった。この急激な低下はかぶりが小さいほど割合が高く発生した。

剥離破壊をする供試体のひび割れは、いずれの供試体においても、最初に軸方向ひび割れが発生し、次に剥離ひび割れが発生する順序であった。

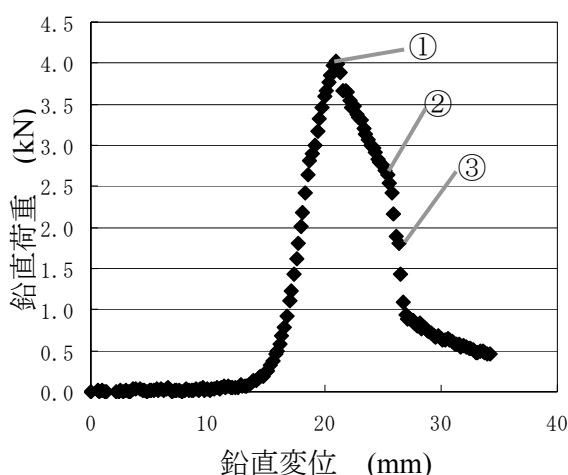


図 4.5.1 鉛直変位と鉛直荷重の結果

(かぶり 20mm, 弾性体長さ 200mm, No.1)

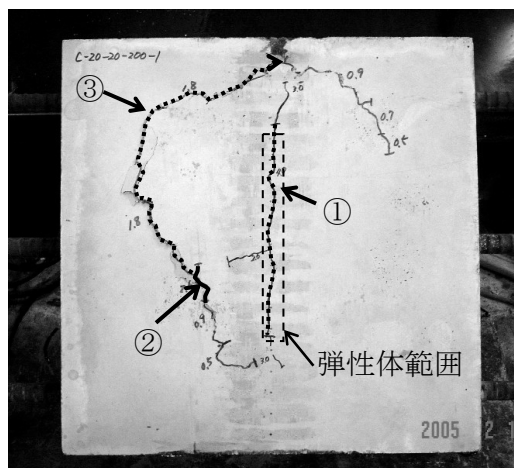


写真 4.5.3 剥離破壊例

4. 5. 3 剥離破壊における半径変化量と内圧の関係

剥離破壊をした供試体の半径変化量(dr)と内圧(pi)の関係を図 4.5.2 に示す. なお, 各図は半径変化量と内圧の関係を明確化するため, 横軸, 縦軸のスケールが異なっている. 半径変化量と内圧の関係は, 半径変化量が増大するに従い, ピークまでは概ね直線で近似され, ピーク以降, 低下する形状となった. また, 弾性体が短くなるにつれて最大内圧は大きくなり, 最大内圧時点の半径変化量も大きくなる傾向がある. 4. 3 で述べたように, 腐食長さに相当する弾性体長さが短くなるにつれて, 三次元効果が大きく影響を与えるようになるため, 最大内圧, 最大内圧時点の半径変化量が変化したと推測される. 本実験結果と新たに行った三次元弾塑性有限要素法解析の結果を含め, この三次元効果に関する考察については, 5 章で詳しく述べる.

3 章では, 半径変化量と内圧の関係は領域を 3 分類できるとしたが, 本実験では図 3.7.6 の zone2 は明確には見られず, 1st peak と 2nd peak の分類はできなかった. これは, 3 章でも触れたように, 剥離破壊を生じた場合は, zone2 は存在しないか, あるいは極めて小さく, 本手法の測定間隔では把握できなかったためと考えられる.

実際の鉄筋腐食では, 本実験で見られるような剥離破壊だけでなく, 腐食部位に応じて様々な破壊モードが存在する. 例えば, 柱の隅角部では, 軸方向ひび割れが両方のかぶり面に貫通し, 隅角部が脱落するが, この場合は剥離ひび割れが存在しない破壊モードと考えられる. また, 水分が多く, 腐食生成物の流出速度が大きい場合は, 軸方向ひび割れがかぶり面に貫通した後, 錆汁として腐食生成物が流出するので, 剥離ひび割れが発生せず, 鉄筋の断面減少が進む可能性もある. このように破壊モードが異なれば, 図 4.5.2 に示した半径変化量と内圧の関係は異なると考えられるが, 本論文のような剥離破壊の場合, 半径変化量と内圧の関係は図 4.5.2 に示すように, ピークまで線形正比例的に, また, ピーク以降は指数関数的に低下すると考えられる.

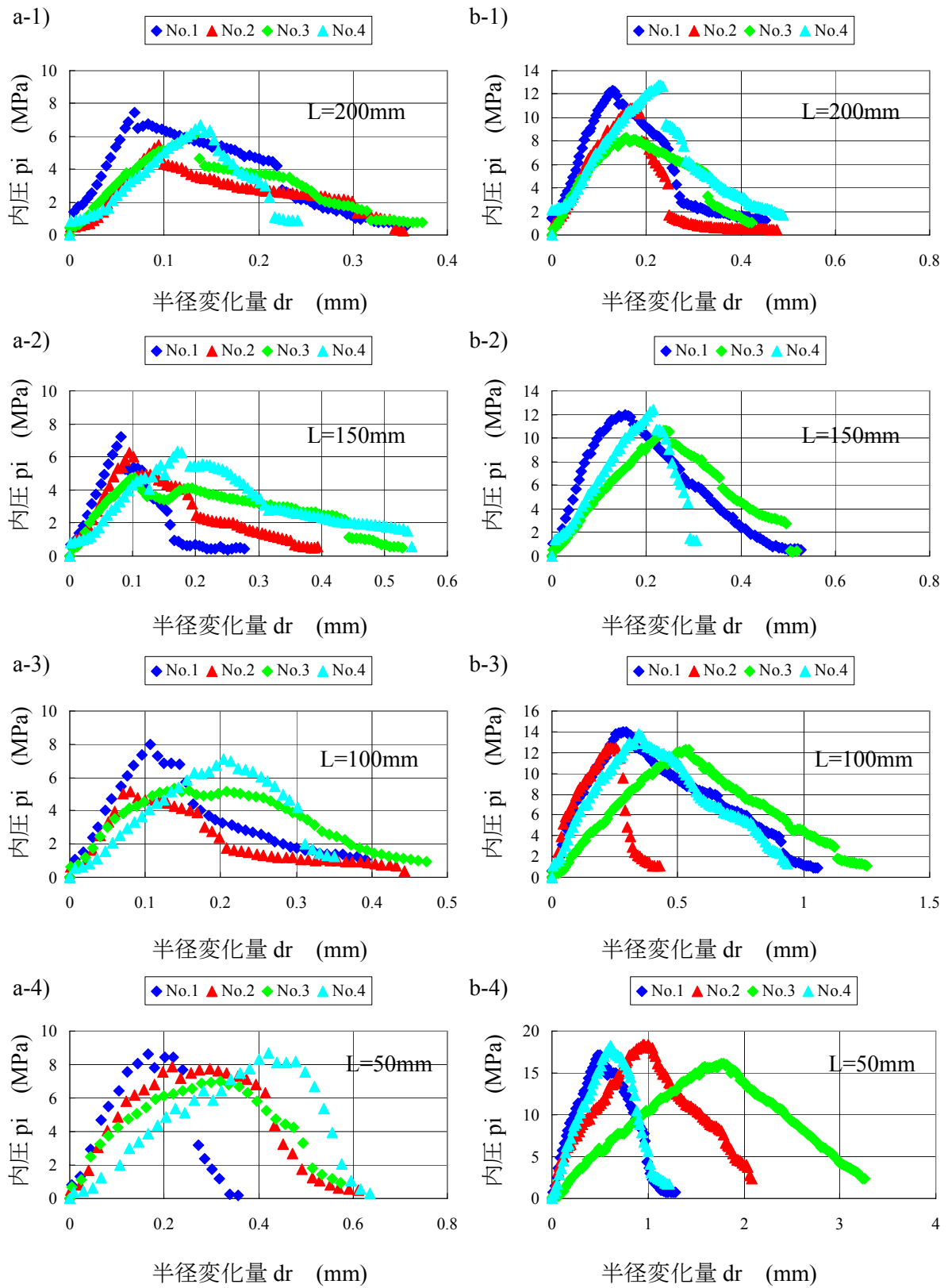


図 4.5.2 半径変化量(dr)と内圧(p_i)の関係
a)かぶり 10mm, b)かぶり 20mm

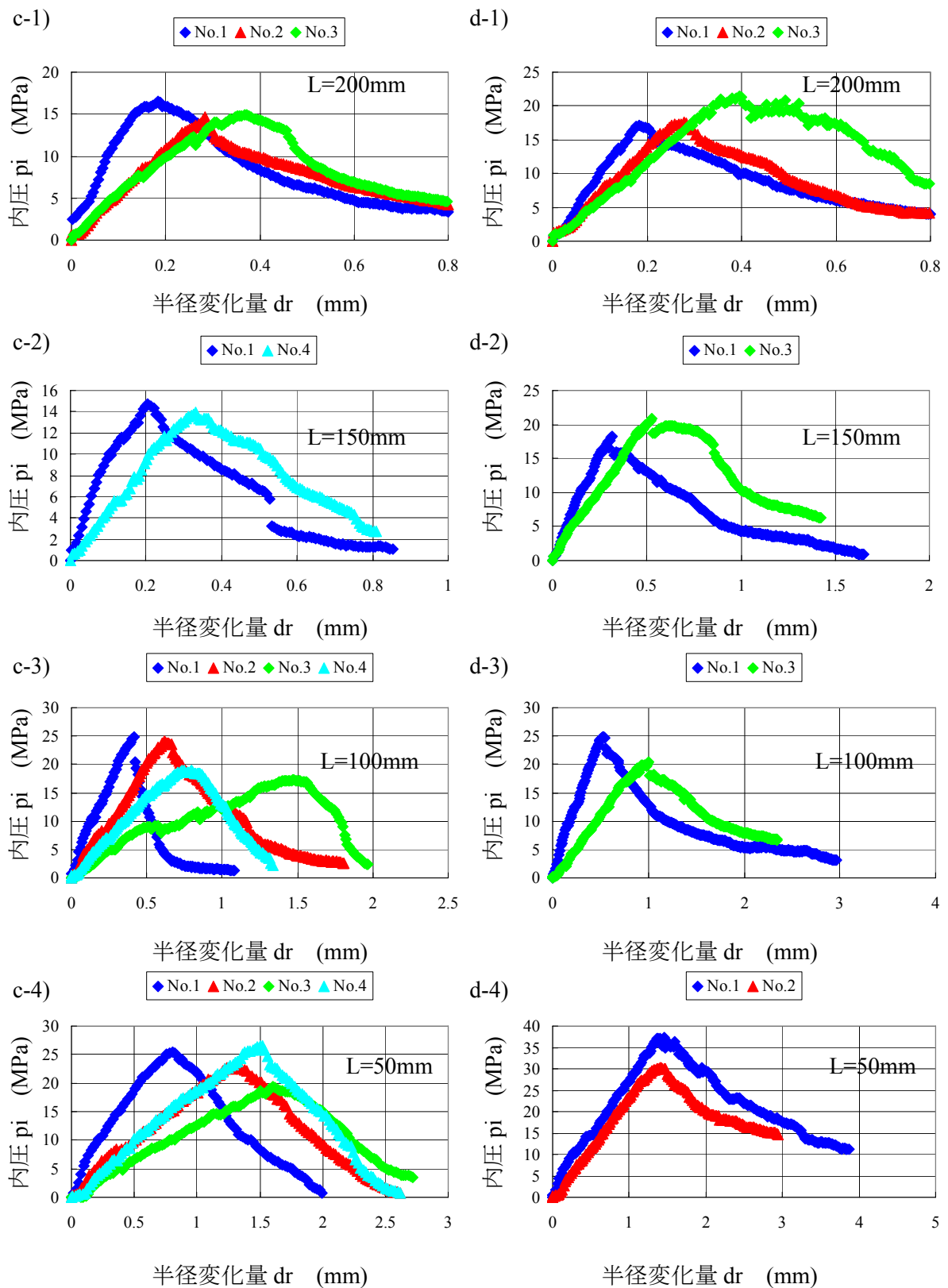


図 4.5.2 半径変化量(dr)と内圧(p_i)の関係
c)かぶり 30mm, d)かぶり 40mm

4. 5. 4 軸方向ひび割れ幅と 0.05 到達点の定義

ひび割れ観察を行った結果、最大内圧の前後でかぶり表面に肉眼で確認可能な軸方向ひび割れが発生した。また、かぶり表面の中央部に設置したひずみゲージの値をみると、最大内圧が得られた時点から急速に値が大きくなっていることがわかった。この傾向は、3章で説明した供試体でも同様の傾向が見られている。

測定されたひずみは、ひずみゲージ有効長範囲における平均的なひずみを示しており、ひび割れ幅を示すものではない。しかし、コンクリートの場合、引張強度に至るまでの引張応力-ひずみ関係は弾性挙動を示し、引張強度以降は急速に応力低下を生じることから、ひずみゲージ有効長に計測したひずみ値を乗じることで、有効長範囲における平均的なひび割れ幅に近似することができると考えられる。本モデル実験においては、軸方向ひび割れは1本しか発生しないことから、ひずみゲージ測定値に有効長を乗じた換算値を軸方向ひび割れ幅とした。

ひずみゲージの有効長が 60mm であることから、ひずみゲージ値が 833μ を越えた時点、すなわち、ひび割れ幅が 0.05mm を越えた時点を整理すると、概ね最大内圧時点と合致することがわかった。そこで、本論では、ひずみゲージ測定値から換算される供試体中央部の軸方向ひび割れ幅を「軸方向ひび割れ幅」と定義し、この軸方向ひび割れ幅が 0.05mm を越えた時点(最大内圧時点)を「0.05 到達点」と定義する。

本モデル実験では、複数の鉄筋が同時に腐食するケースは考えていないこと、また、圧力導入長さが 50~200mm であることから、限定的ではあるが、実構造物において、鉄筋腐食により軸方向ひび割れを生じている場合、軸方向ひび割れ幅が 0.05mm となったときに、概ね腐食膨張圧が最大となっている可能性があることが明らかとなった。

4. 5. 5 軸方向ひび割れと剥離ひび割れの発生順序

剥離ひび割れは、すべて軸方向ひび割れが生じた後に、観測された。このことは、実構造物の点検を行う際に、鉄筋に沿った軸方向ひび割れが確認された場合には、ある期間が経過した後に剥離ひび割れが発生する可能性が高いことを示している。剥離ひび割れは進展して連続すると母体と剥離片が分離し、落下する恐れがあるひび割れである。したがって、第三者損傷防止のためには、まず、鉄筋腐食による軸方向ひび割れを見逃さず、把握すること、そして、その後の剥離ひび割れ発生までの期間を知ることが重要である。

4. 5. 6 0.05 到達点の半径変化量と内圧

1) かぶりの影響

剥離破壊した供試体の実験結果の中から、0.05 到達点の半径変化量 dr と内圧 p_i を、かぶりとの関係で図 4.5.3 a), b)に示す。図 4.5.3 a)を見ると、0.05 到達点の半径変化量は、どの弾性体長さにおいても、かぶりが大きくなるにつれて大きくなっている。図 4.5.3 b)を見ると、どの弾性体長さにおいても、かぶりが大きくなるにつれて、0.05 到達点の内圧が大きく

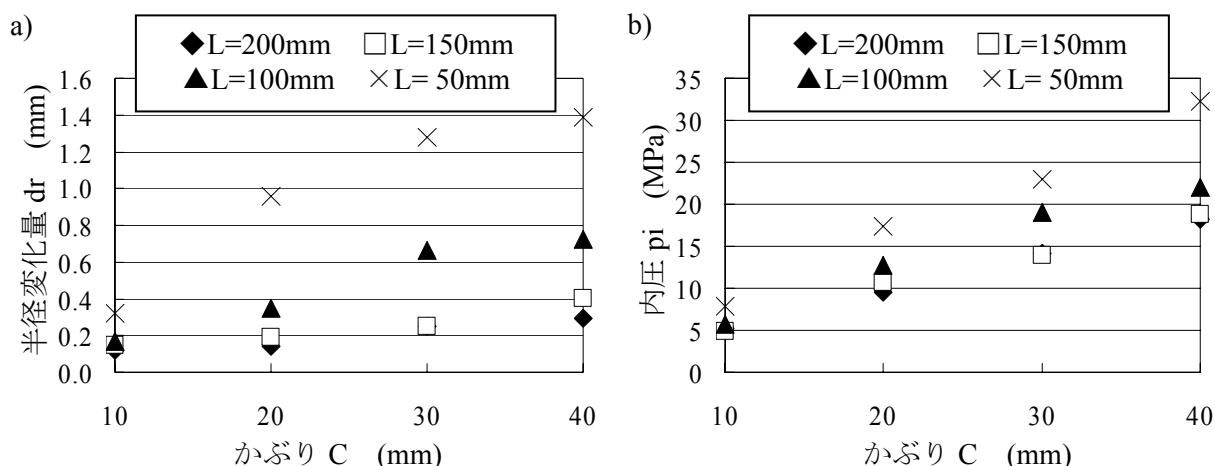


図 4.5.3 かぶりと 0.05 到達点の半径変化量 a), 内圧 b)の関係(L : 弾性体長さ)

なっていることがわかる。

0.05mm 到達点の半径変化量, 内圧とかぶりの関係から, 実際の鉄筋腐食で考えると, かぶりが大きいほど表面に目視で確認できるひび割れを発生させる半径変化量が大い, つまり腐食量が大きく, またその際の腐食膨張圧は大いものと考えられる。言い換えると, コンクリート強度特性と配筋が同一の, かぶりが大きな構造物とかぶりが小さな構造物で, それぞれ 0.05mm のひび割れが同様に観測された場合, かぶりが大きな方が内部の鉄筋の腐食量が大い, またその際に発生している腐食膨張圧也大い可能性が高いといえる。

2) 弾性体長さの影響

次に, 弾性体長さを元に, 0.05 到達点の半径変化量, 内圧をまとめたものを図 4.5.4 a), b)に示す。図を見ると, 半径変化量, 内圧とも弾性体が長くなるにつれ, 指数関数的に小さくなり, 半径変化量においては, 弾性体 200mm では差はほとんど見られず, 内圧においてはある一定値に収束する傾向を示した。また, かぶりが小さくなるにつれ, 半径変化量, 内圧

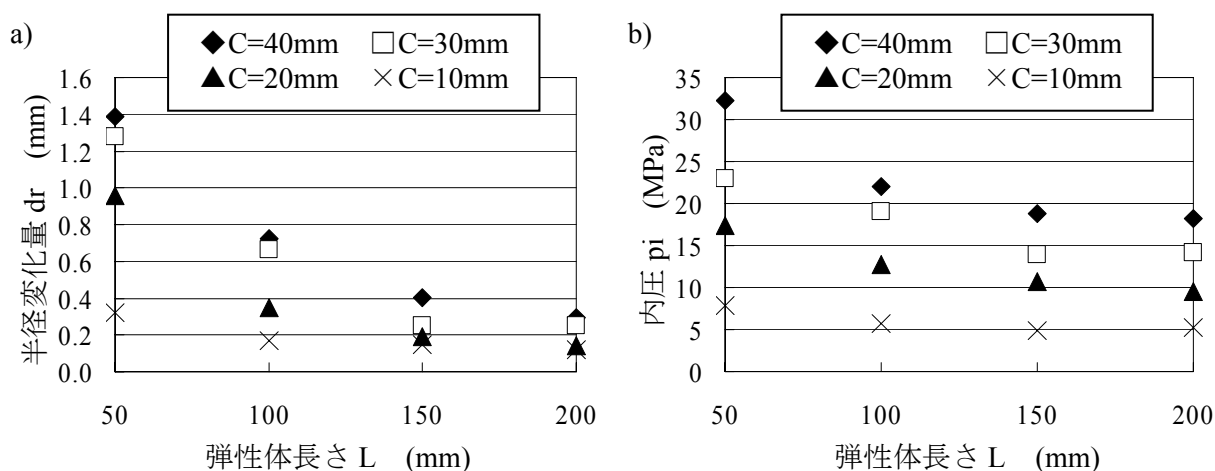


図 4.5.4 弾性体長さと 0.05 到達点の半径変化量 a), 内圧 b)の関係(C : かぶり)

の減少の傾きは小さくなり、かぶり 10mm では半径変化量、内圧ともに弾性体が 50mm から 200mm でほとんど差がない結果となった。4. 3 で述べたように、三次元効果は腐食長さに相当する内圧導入長さ(弾性体長さ)が長くなるとその効果は小さくなるものと考えられる。弾性体長さが大きくなるにつれて、半径変化量、内圧が収束値に向かう結果は、この三次元効果の存在を裏付けていると考えられる。

鉄筋腐食を考えた場合、弾性体長さはほぼ腐食長さ、内圧は腐食膨張圧と考えられる。したがって、図 4.5.4 は腐食長さが短いほど 0.05 到達点までの半径変化量が大きく、そのときの腐食膨張圧も大きいことを示している。また、腐食長さが 200mm を超えた場合、半径変化量、腐食膨張圧ともあまり変化せず、ある一定値に収束する可能性を示している。

局部腐食を生じやすい外的塩害によって構造物が劣化する場合、孔食が発生し、部分腐食やマクロセルが発生することが知られている。これに対して、中性化のみの鉄筋腐食や内部塩と中性化による複合劣化の場合は、鉄筋全延長が均一に腐食し易いことが知られている⁸⁾。本実験結果をこれらの鉄筋腐食に置き換えると、局部腐食が進みやすい外的塩害では、半径変化量が相当大きくなる、つまり腐食による鉄筋断面減少が相当進まないことと表面に軸方向ひび割れが現れてこないことになる。一方、腐食深さが深くなくても腐食長さが比較的長い中性化等では、半径変化量が小さな時点で 0.05 到達点を迎える、つまり、早期に劣化を確認できることになる。

3) 腐食ひび割れ発生時の腐食減量と 0.05 到達点から換算される腐食減量の比較

本実験の 0.05 到達点の半径変化量を一般的に腐食の評価において用いられている腐食減量に換算する。換算は式(3.3.1.2)を用いて断面半径減少量(mm)を算出し、断面半径減少量から式(3.3.1.4)を用いて腐食減量(mg/cm²)に換算した。算出にあたっては、 $r_0=10\text{mm}$ 、 $\gamma=2.5$ 、

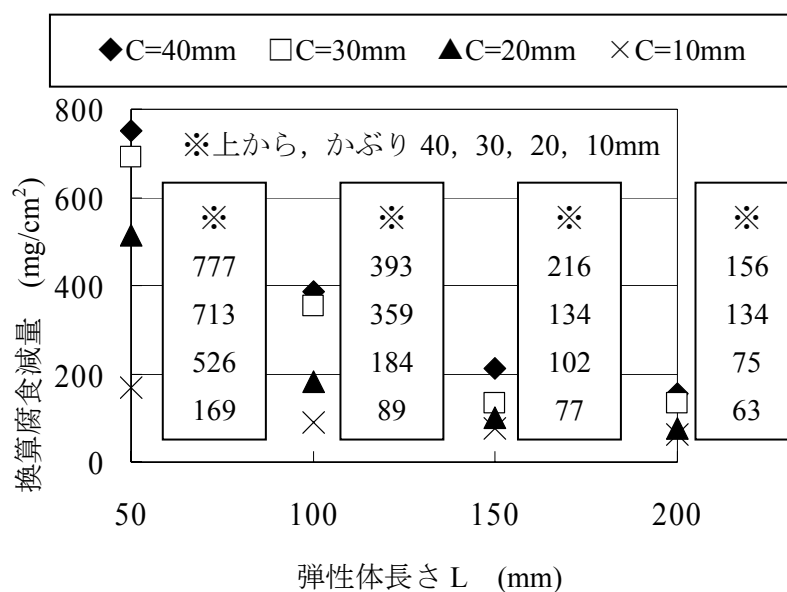


図 4.5.5 弾性体長さと換算腐食減量の関係

$\rho_s=7.85\text{mg/mm}^3$ とした。弾性体長さとして0.05到達点の換算腐食減量の関係を図4.5.5に示す。

2章でも紹介した既往の研究における腐食ひび割れ発生腐食減量と本実験から得られた換算腐食減量を比較する。表4.5.2に、既往の研究で得られた腐食ひび割れ発生腐食減量のうち、供試体諸元が本実験諸元と近いものを示す。

表を見ると、武若ら¹⁰⁾の実験結果は本実験結果のおよそ1/40～1/20であり、田森ら¹¹⁾の実験結果はおよそ1/40であることがわかる。一方、松島¹²⁾、佐々木¹³⁾の実験結果とはほぼ一致

表4.5.2 既往の研究との比較

代表研究者	実験諸元等	比較諸元	腐食ひび割れ発生腐食減量 (mg/cm^2)	モデル実験の比較対象諸元	モデル実験の換算腐食減量 (mg/cm^2)
武若 ¹⁰⁾	鉄筋径，供試体直径を変化させた高さ100mmの円柱供試体，電食	かぶり40mm 鉄筋径18mm みがき丸鋼	5～10	C=40 L=100	393
		かぶり40mm 鉄筋径18mm 異形鋼棒	20		
田森 ¹¹⁾	270×300×300の角柱供試体，腐食区間は200mm，電食	かぶり25mm φ19mm みがき丸鋼	2.22※ ¹	C=20 L=200	75
松島 ¹²⁾	300×300×450の角柱供試体，腐食区間450mm，電食	かぶり25mm D25 異形鋼棒	50～80	C=30 L=200	134
佐々木 ¹³⁾	400×550×300の角柱供試体，自然腐食	かぶり20mm D13mm 黒皮付き	170	C=20 L=200	75
Parrott ¹⁴⁾	腐食ひび割れ発生腐食減量の閾値に関し，研究者の論文を集約	不明	246※ ²	全データ	63～777
維持管理編 ¹⁵⁾	電食実験の既往の研究を参考	異形鋼棒	10以上		

※1 C=25mm，φ19mmの実験結果の近似式を用いて，幅0.05mmの腐食ひび割れが発生する腐食減量を算出

※2 0.1mmの断面減少で腐食ひび割れが発生とあるため，φ20の鉄筋を仮定し，直径が0.1mm減少した場合の腐食減量を算出

していると言える。ただし、図 4.5.5 を見ても明らかなように、弾性体長さを 450mm として実験を行った場合は、換算腐食減量は 75, 134mg/cm² より小さくなると推定され、松島らの実験結果の方が大きくなると予想される。また、Parrott¹⁴⁾らの報告と維持管理編¹⁵⁾は研究成果を集約しているため、比較諸元が不明であるが、本実験結果と整合性はあると考えられる。このように、腐食ひび割れ発生腐食減量の閾値は研究者によって異なるようであり、本実験結果との整合性の判断は難しいと言える。

弾性体長さが小さい 50mm の腐食減量を見ると、維持管理編の値の 17～77 倍であり、維持管理編は腐食長さが短い場合はかなり安全側の判断をしているといえる。これは、腐食長さが短い部分腐食を生じた場合は、腐食減量 10mg/cm² より大きな値で腐食ひび割れが生じる可能性を示している。逆にいえば、腐食長さが短い場合、腐食ひび割れが観測されたときに内部の腐食減量を 10mg/cm² と判断すると、実際には、内部の鉄筋はそれ以上の腐食減量である可能性が高く、予測より鉄筋断面が減少しており、構造耐力上、危険側に判断される可能性も示している。

4. 5. 7 剥離ひび割れ観測点の半径変化量

1) 剥離ひび割れ観測点の半径変化量

かぶりが剥落するのは剥離ひび割れが進展し、母材との一体性を失った場合で、軸方向ひび割れだけでは落下しない。したがって、剥離ひび割れ観測点の予測が第三者損傷防止の観点からは極めて重要と考えられる。

剥離ひび割れ観測点は、すべて 0.05 到達点以降であった。言い換えると、0.05 到達点と剥離ひび割れ観測点には半径変化量において差がある。すなわち、この差とかぶりや鉄筋径、弾性体長さの関係を把握することで、半径変化量が 0.05 到達点に達した際に、剥離ひび割れが発生する半径変化量を推定することが可能となる。

剥離ひび割れ観測点においては、実際には、まだ剥落は生じていない。剥落する時点の半径変化量は剥離ひび割れ観測点の半径変化量より大きな値と考えられる。しかし、実際の構造物で考えた場合、剥落に至るまでの半径変化量より、剥離ひび割れ観測点での半径変化量の方がより安全側であり、正確に剥落予測することが困難な現状では、実用上、有用であると考えられる。

2) 剥離倍率の定義

剥離ひび割れ観測点の半径変化量と 0.05 到達点の半径変化量の差をかぶりごとに整理して図 4.5.5 に示す。図 4.5.5 を見ると、傾向から外れるかぶり 20mm、弾性体長さ 50mm の 2 点を除くと、かぶりが大きくなるにつれ、半径変化量の差も大きくなる傾向があり、さらにデータを蓄積すれば、近似できる可能性があることがわかる。また、剥離ひび割れが観測された半径変化量を 0.05 到達点の半径変化量で除し、かぶりごとに整理して図 4.5.6 に示す。本論文では、この比率を剥離倍率(γ_{sp})と定義する。図 4.5.6 のすべての点を対象とし直線近

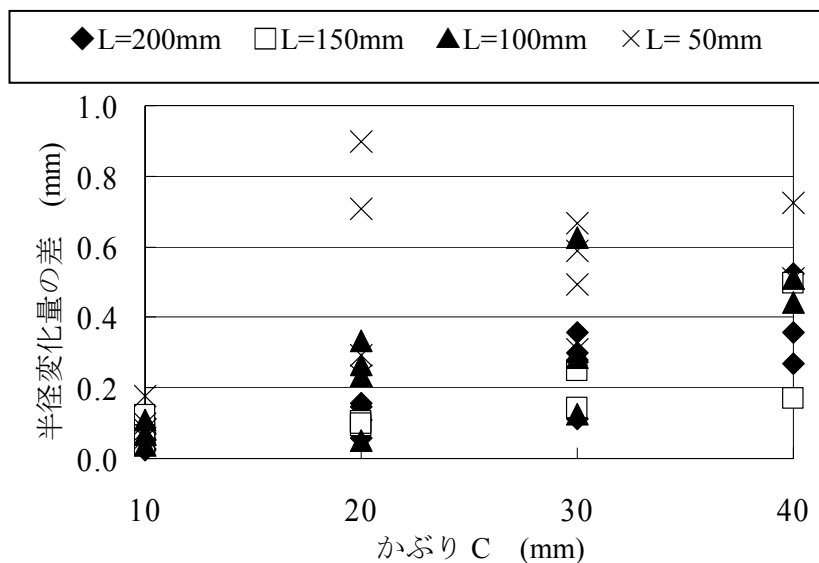


図 4.5.5 かぶりと半径変化量差の関係(L：弾性体長さ)

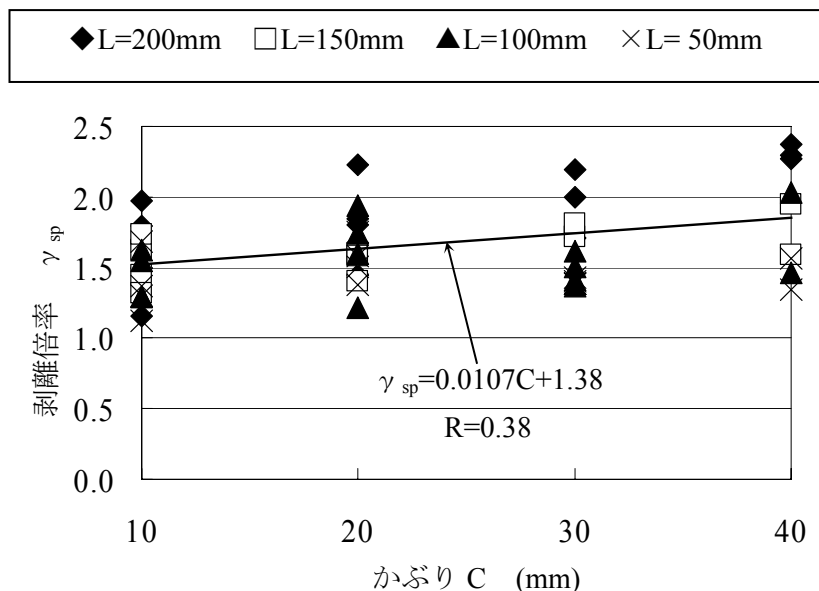


図 4.5.6 かぶりと剥離倍率の関係(L：弾性体長さ)

似を行ったが、図に示すとおり傾きが小さく、また相関係数も低い結果となった。ここから、剥離倍率は直線近似よりも、概ねある一定値と見なすことが簡便であり、実用上適切であると判断した。算出した結果、平均値 1.63、標準偏差 0.30 であった。

0.05 到達点はデータロガーを用いて自動計測により得られた時点であるが、剥離ひび割れ観測点は目視で確認された時点である。二つの点を比較すると、剥離ひび割れ観測点は 0.05 到達点より信頼性において劣ると考えられる。このことから、図 4.5.5、図 4.5.6 のばらつきは、目視による観測点のばらつきが含まれているものと推測される。

図 4.5.5 から求められる半径変化量の差の近似式と、図 4.5.6 から求められる剥離倍率を比較すると、直線近似式より定数の方が実用上簡便である。そこで、本論文では、剥離倍率

を用いて論述することとする。

以上のように、鉄筋径と配筋量が一定の本実験では、剥離倍率を一定値と設定したことから、0.05 到達点の半径変化量に剥離倍率を乗じることで剥離ひび割れ観測点の半径変化量を推定可能と考えられる。

3) 剥離倍率の確率統計的処理¹⁶⁾

剥離倍率の平均値は 1.63 であったが、この平均値を剥離倍率と設定した場合、平均値以下の剥離倍率で剥離ひび割れを生じる危険性がある。本実験で得られた平均値と標準偏差を用いて正規化した確率密度($g(u)$)を算出し、図 4.5.7 に示す。たとえば、剥離倍率を平均値である 1.63 と設定すると、1.63 以下の剥離倍率で剥離ひび割れが生じる確率は 50%になる。また、図 4.5.7 に示すように、剥離倍率(確率変数)を 1.25 と設定すると、1.25 以上の剥離倍率で剥離ひび割れが発生する確率は、図中の灰色の面積積分となるので、90%となる。維持管理の観点で考えれば、設定される剥離倍率は、実際に剥離ひび割れが生じる剥離倍率よりも小さく、安全側であることが必要である。

そこで、2.5 で説明したような正規分布関数を面積積分して確率を算出する確率統計手法^{17, 18)}を参照し、剥離倍率をある値と設定した際に、実際の剥離倍率がこの定義した値を上回る、つまり安全側となる確率を算出した。ここでは、この上回る確率を安全確率(ω)と呼ぶ。算出した結果の一例を表 4.5.2 に示す。算出結果から、例えば、剥離倍率 γ_{sp} を 1.38 と設定した場合は、80%の安全確率 ω が得られているが、これは、0.05 到達点の半径変化量に 1.38 を乗じて剥離ひび割れ観測点の半径変化量と設定した場合、80%の確率でそれ以上の剥離倍率で剥離ひび割れが発生することを示す。

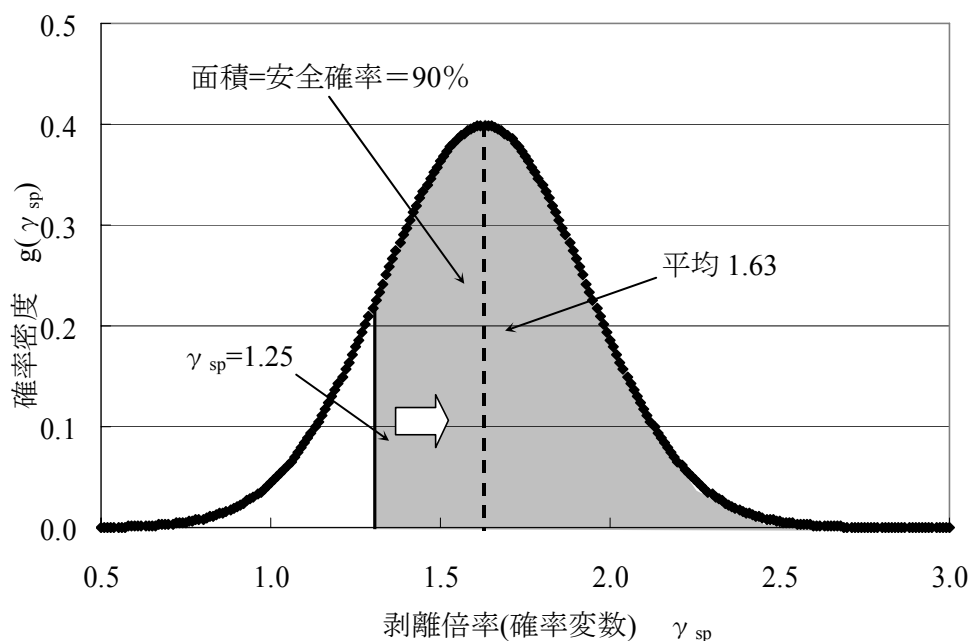


図 4.5.7 正規分布図

表 4.5.2 設定する剥離倍率と安全確率

γ_{sp}	ω (%)	γ_{sp}	ω (%)	γ_{sp}	ω (%)
1.14	95	1.38	80	1.51	65
1.25	90	1.43	75	1.55	60
1.32	85	1.47	70	1.59	55

ただし、表 4.5.2 で示した安全確率は、円柱空洞径 20mm，弾性体長さ 50～200mm の実験結果を元に算出したものである。実験諸元であるコンクリートの強度特性や円柱空洞径，弾性体長さが異なれば，剥離倍率の平均値，標準偏差も異なる。汎用性向上のため，諸元を変えた実験データの蓄積が今後とも必要である。

4) 安全確率を用いた補修優先順位の策定

実構造物において，安全確率は維持管理方針にとって重要である。これは，点検時に腐食による幅 0.05mm の軸方向ひび割れを発見した場合に，対策までの猶予時間を求めることができるからである。例えば，軸方向ひび割れが確認された箇所が第三者損傷を引き起こす可能性が極めて高い場合は，安全確率を 95%以上と高く設定する。これは，例えば，幅 0.05mm の軸方向ひび割れが 100 箇所存在する場合，95 箇所は剥離ひび割れ発生前に補修したい場合があてはまる。この場合，剥離倍率は 1.14 を選択することになるので，0.05 到達点と剥離ひび割れ観測点の半径変化量の差は剥落倍率で 0.14 しかない。腐食速度によっては，緊急の対策が必要である。しかし，その箇所が第三者損傷を引き起こす可能性が極めて低い場合，たとえば下部の環境が山腹である場合や，河川上である場合は，安全確率を 70%まで引き下げる設定も考えられる。この場合の剥離倍率は 1.59 であるので，0.05 到達点と剥離ひび割れ観測点の半径変化量の差は剥落倍率で 0.59 程度ある。腐食速度によっては，2，3 年後の対策でも問題ない場合もあり，その場合は計画的な補修とすることができる。このように，同じ腐食ひび割れが観測された場合でも，環境条件や重要度によって安全確率を定め，剥離倍率を算定し，腐食速度を用いて対策の時間的順位を定めることができる。これら補修方法の策定については，6 章で詳述する。

4. 6 本章のまとめ

本章では，3 章で検討した腐食膨張圧モデル化手法を発展させ，実構造物に近い鉄筋配置とした供試体を作成し，剥離破壊の再現と，剥離破壊したときのひび割れの進展，半径変化量，内圧の関係について検討を行った。また，腐食長さに起因する三次元効果や 0.05 到達点，剥離倍率などを定義し，これらについて議論を行った。

4. 2 では，二次元弾塑性有限要素法を用いて，腐食膨張圧のモデル化手法として，変位と内圧の二つの手法を比較し，剥離破壊の再現に優れている手法を検討した。この結果を受

けて、三次元弾塑性有限要素法を用いて、モデル実験における供試体の寸法、構造を検討した。4. 3では、腐食長さに起因する三次元効果について定義を行い、その特徴について述べた。4. 4では、鉄道高架橋床版部を模擬した供試体の作成、載荷試験装置の改良、弾性体長さの設定・設置、載荷手法について述べた。4. 5では、モデル実験において得られた破壊形状、剥離破壊におけるひび割れ進展、半径変化量と内圧の関係の結果について示し、これらを考察した。さらに、軸方向ひび割れ幅と0.05到達点の定義を行い、軸方向ひび割れと剥離ひび割れ発生の順序、定義した0.05到達点の半径変化量と内圧の関係について述べ、0.05到達点の半径変化量を腐食減量に換算し、既往の研究から報告されている値と比較した。また、剥離ひび割れ観測点の半径変化量について考察し、剥離倍率とその確率統計的な位置付け、安全確率を用いた補修優先順位の策定について論じた。

以下に本章の範囲内で得られた主な結論を示す。

- 1) 二次元弾塑性有限要素法を用いて、腐食膨張圧をモデル化する手法において、変位を与える手法、内圧を与える手法の二つの手法を検討した。解析結果を既往の研究と比較した結果、剥離破壊の再現性に関しては、内圧を与える手法が優れていることが明らかとなった。
- 2) 剥離破壊再現を目的とし、モデル実験の供試体の寸法、構造の改良方針を検討するため、三次元弾塑性有限要素法を用いて、作成予定の供試体の破壊形状をシミュレーションした。その結果、かぶり10, 20mmまでの供試体においては、供試体幅を拡大することで剥離破壊を再現可能であり、かぶり30, 40mmの供試体では供試体に鉄道高架橋床版部を模擬した鉄筋を配置することで、剥離破壊を再現できる可能性があることが明らかとなった。
- 3) 腐食長さが半径変化量と内圧の関係に与える影響を三次元効果として定義した。また、剥離片をモデル化し、剥離片の表面積から、三次元効果の大小について議論を行った。腐食長が大きくなると、三次元効果が小さくなると推定された。
- 4) モデル実験の破壊形状は、剥離破壊のほかに、割裂破壊と押し出し破壊の複合破壊の二種類が見られた。複合破壊はかぶりが大きくなるにつれて発生する割合が大きくなることがわかった。
- 5) 剥離破壊が発生した供試体のひび割れ発生順序は、いずれも軸方向ひび割れが先行し、続いて剥離ひび割れが発生する順序であった。
- 6) 剥離破壊を生じた供試体の半径変化量、内圧の関係について整理をした。その結果、剥離破壊の場合は3章で定義をした内圧一定で半径変化量が増加する領域(zone2)は存在しない、もしくは極めて小さい可能性が示された。
- 7) 剥離破壊を生じた供試体の半径変化量、内圧の関係は、ピークまで線形正比例関係で示され、ピーク以降指数関数的に低下する関係になると考えられる。
- 8) 0.05到達点を定義し、0.05到達点と最大内圧が得られた時点、軸方向ひび割れが観察された点を整理した結果、これら3点はおおむね一致することが明らかとなった。

- 9) 0.05 到達点をかぶりを元に整理した。その結果、かぶりが大きくなるにつれて半径変化量、内圧とも大きくなる傾向を示した。実際の鉄筋腐食で考えた場合、コンクリート表面に幅 0.05mm の軸方向ひび割れが観察された場合、かぶりが大きき方が内部の鉄筋腐食量が大きく、またそのときに発生している腐食膨張圧も大きい可能性がある。
- 10) 0.05 到達点を弾性体長さを元に整理した。その結果、弾性体長さが大きくなると、内圧、半径変化量とも小さくなること、半径変化量に関しては弾性体長さ 200mm では差が無くなること、内圧に関してはある一定値に収束する傾向が示された。実際の鉄筋腐食で考えた場合、弾性体長さに相当する腐食長さが小さい場合は、相当腐食が進まないと、表面にひび割れとして現れてこない可能性が示された。
- 11) 0.05 到達点の半径変化量を腐食減量に換算し、既往の研究から報告されている腐食ひび割れ発生限界量と比較した。研究によって限界量に幅があるため、明確に本モデル実験値との整合性は見出せなかった。ただし、かぶり表面に腐食ひび割れが発生した場合で、腐食長さが短いと推定される場合は、内部の鉄筋腐食量を維持管理標準に則り $10\text{mg}/\text{cm}^2$ と判断すると、危険側の判断をしている可能性が示唆された。
- 12) 剥離ひび割れ観測点の半径変化量と 0.05 到達点の半径変化量について、その差と倍率を検討した。この倍率を剥離倍率を定義し、整理した結果、平均値 1.63、標準偏差 0.30 を得た。すなわち、0.05 到達点の半径変化量に剥離倍率を乗じることで、剥離ひび割れが発生する時の半径変化量を推定できる可能性が示された。
- 13) 剥離倍率の平均値と標準偏差を確率統計的に処理し、ある設定した剥離倍率以上で剥離ひび割れが発生する確率を安全確率と定義した。例として、剥離倍率 1.38 と設定した場合には、安全確率が 80%得られることを示した。
- 14) 安全確率と剥離倍率を用いた補修優先順位の策定について議論した。その結果、同じ幅の鉄筋腐食による軸方向ひび割れが発生していても、補修すべき時期は、その環境条件や、劣化因子によって異なることが示された。

4. 7 本章の参考文献

- 1) 堤 知明・安田 登・松島 学・大賀 宏行：腐食生成物によるひび割れ幅のモデル化に関する研究，土木学会論文集，Nop.585/V-38，69-77，1998. 2.
- 2) Qi Lukuan・関 博：鉄筋腐食によるコンクリートのひび割れ発生状況およびひび割れ幅に関する研究，土木学会論文集，No.669/V-50，161-171，2001. 2.
- 3) F.J.Molina・C.Alonso・C.Andrade：Cover cracking as a function of rebar corrosion：Part2-Numerical model，Materials and Structures，26，532-548，1993
- 4) 飯泉 興平・関 博・薛 昕：塩化物と中性化の複合作用を受ける RC 部材の鉄筋腐食とかぶりコンクリートに発生するひび割れに関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.27，No.1，pp.925-930，2005.

- 5) 堤 知明・松島 学・村上 祐治・関 博：腐食ひび割れ発生機構に関する研究，土木学会論文集，No.532/V-30，159-166，1996. 2.
- 6) CEB-FIP MODEL CODE 1990 : COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON, Thomas Telford Services Ltd, 1993.
- 7) 横田優・佐々木孝彦・飯島亨・松島学：塩害により鉄筋が腐食したコンクリートの劣化予測，コンクリート工学年次論文集，Vol.26，No.1，pp.1041-1046，2004.
- 8) 日本コンクリート工学協会：コンクリート診断技術' 01 基礎編，日本コンクリート工学協会，2001. 3.
- 9) Farid UDDIN A.K.M.・Masayasu Ohtsu：BEM ANALYSIS OF MIXED-MODE CRACK PROPAGATION DUE TO CORROSION OF REINFORCEMENT IN CONCRETE，J.Materials, Conc. Struct. Pavements, JSCE, No.704/V-55，271-280，2002. May.
- 10) 武若 耕司，松本 進：コンクリート中の鉄筋腐食が RC 部材の力学的性状に及ぼす影響，第 6 回コンクリート工学年次講演会論文集，Vol.6，No.2，pp. 177-180，1984.
- 11) 田森 清美，丸山 久一，小田川 昌史，橋本 親典：鉄筋の発錆によるコンクリートのひび割れ性状に関する基礎研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.10，No.2，pp. 505-510，1988.
- 12) 松島 学，堤 知明，村上 祐治：鉄筋腐食時のひび割れ発生に関する変形挙動，土木学会第 48 回年次学術講演会第 5 部，pp. 238-239，1993. 9.
- 13) 佐々木 孝彦：コンクリート構造物の鉄筋腐食による劣化の診断と補修に関する研究，大阪市立大学大学院，博士論文，2005.
- 14) Parrott.P.J：Design for avoiding damage due to carbonation induced corrosion，ACI SP145，283-298，1994.
- 15) 土木学会コンクリート委員会：コンクリート標準示方書[維持管理編]，土木学会，2001. 1.
- 16) 薩摩 順吉：確率・統計 [理工学系の数学入門コース 7]，岩波書店，2001.
- 17) (財)国土開発技術研究センター建築物耐久性向上技術普及委員会：建築物の耐久性向上技術シリーズ 建築構造編 I 鉄筋コンクリート造建築物の耐久性向上技術，建設大臣官房技術調査室，1986. 6.
- 18) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の耐久設計施工指針(案)・同解説，日本建築学会，2004. 3.

第5章 腐食ひび割れに与える腐食長さの影響に関する研究

5. 1 はじめに

4章では、剥離破壊を生じた場合において、腐食長さに相当する弾性体長さと半径変化量、内圧の相関性を得た。その結果、弾性体長さが短い場合は4章で定義した三次元効果が存在することが明らかとなった。

2章で示したように、鉄筋腐食とかぶりコンクリートのひび割れ発生メカニズムの既往の研究では、主に二次元断面での検討が多く、この三次元効果について触れたものは少ない。

解析について言えば、三次元解析は解析対象物を忠実に再現できるものの、計算量が累乗関数的に大きくなり、解析時間が非常に長くなる欠点を持っている。たとえば、鉄筋コンクリートでは、矩形で表されるコンクリート母体と円形で表される鉄筋の複合モデルとなるため、一般的に用いられる六面体一次要素では要素分割が難しい。本論で用いている四面体一次要素を用いると、六面体一次要素を表現するために5つの要素が必要となり、計算量がきわめて増大する。一方、本論でも一部用いている二次元断面での解析は簡便であり、要素分割を細かく設定しても三次元解析と比較して計算量のはるかに少ないため、短時間で行うことができ、実用性は高い。

既往の研究における鉄筋腐食の促進実験においても、三次元効果に対する配慮が伺える。これは、2章で紹介した電食手法を用いた腐食促進実験では、供試体の長さと腐食鉄筋の長さをほぼ同一とした実験が多く、実験後の二次元断面での解析を行いやすくさせている。

本論では6章で第三者災害防止に向けた維持管理のシナリオについて論じる。3章、4章で得られた実験結果を用いて維持管理のシナリオを論じる場合には、実在する三次元効果について把握する必要がある。3章、4章で行ったモデル実験は、腐食長さを最大200mmとした実験結果であり、この結果を腐食長さがさらに大きな場合に適用して一般化するためには、腐食長さに起因する三次元効果が半径変化量や内圧にどの程度影響するのかを把握し、補正の可否を議論する必要があるからである。

4章で紹介したように、実際の構造物では、厳密に言えば、腐食長さによらず三次元効果は存在すると考えられる。しかし、腐食長さが大きくなると(たとえば無限大)、この三次元効果は無視し得るようになる。したがって、三次元効果は無視し得る腐食長さを定義することで、本モデル実験の結果の汎用性が高まると考えられる。

まず、三次元弾塑性有限要素法解析を用いて、腐食長さに相当する内圧導入長さ(以下、導入長さと呼ぶ)を変化させた解析結果について論じる。さらに、解析上の最大内圧と導入長さの相関関係を得て、この関係と4章で用いたモデル実験の実験結果を連携させ、確率統計手法を用いて三次元効果は無視し得る腐食長さの提案を行う。最後に、三次元効果は無視し得る腐食長さにおいて、4章で行ったモデル実験の結果から、腐食ひび割れ幅から腐食鉄筋の腐食量を推定する式の提案を行う。

5. 2 三次元弾塑性有限要素法による解析手法

5. 2. 1 解析モデルの設定

三次元効果の把握には，導入長さを変化させた実験・解析が必要である．本論で用いた手法を用いて実験を行う場合，弾性体長さ 200mm 以上に対応する実験供試体を作成することは，供試体重量の観点から困難である．そこで，三次元弾塑性有限要素法(ABAQUS Ver6.3)を用いて，解析によって三次元効果を確認することとした．解析ケースを表 5.2.1 に示す．空洞径は 10～30mm，かぶりは 10～40mm とし，腐食長さに模した導入長さは 25～800mm で，解析ケースは全部で 84 種類である．

4 章では，実験供試体(400mm×400mm×150mm)と同寸法の解析モデルを作成し，三次元解析を行っている．今回は，解析時間の短縮のため，その 1/4 モデルとした．また，三次元効果の確認のため，鉄筋軸方向長さを 4 倍としたモデルとした．図 5.2.1 に今回使用したモデルの一例(半円空洞径 30mm，かぶり 30mm)を示す．鉄筋，コンクリートの機械的物性値は 4 章で用いたものと同じとした．要素は四面体一次要素とし，かぶり表面の要素は一辺を 10mm とし，空洞の壁面要素は空洞壁面が 6 分割(半円空洞径 10，20，30mm，でそれぞれ一辺 2.5，5.0，8.0mm)となるよう調整した．5. 2. 2 で説明する解析における換算した半径変化量を随時確認しつつ，半径変化量と内圧の関係が安定する時点(半径変化量が 0.2mm 程度)で解析を打ち切った．

5. 2. 2 解析における換算半径変化量

解析中断後，導入した内圧毎に，図 5.2.1 に示した半径変化量の換算空洞面の各接点の方向 1，方向 2 の変位を算出した．図 5.2.2 に示すように，内圧導入前の半円中空洞の節点(0～6)がある内圧を受けて節点(0'～6')に移動した状態を考える．まず，節点(0'～6')の座標点を出力し，これらの平均値を算出することで，移動後の半楕円の中心座標点を算出する．移動後の中心点と各節点(0'～6')の距離を算出し，これから元半径($\phi/2$)を引くこと(例えば， $r2' - r2$)で各節点の半径変化量とする．この半径変化量の平均値を算出し，その内圧時点の半径変化量とした．

表 5.2.1 解析ケース

空洞径 ϕ (mm)	かぶり C(mm)	導入長さ L(mm)
10	10	25, 50, 75, 100, 150, 200, 800
	20	
	30	
	40	
20	10	
	20	
	30	
	40	
30	10	
	20	
	30	
	40	
3 種類	4 種類	7 種類

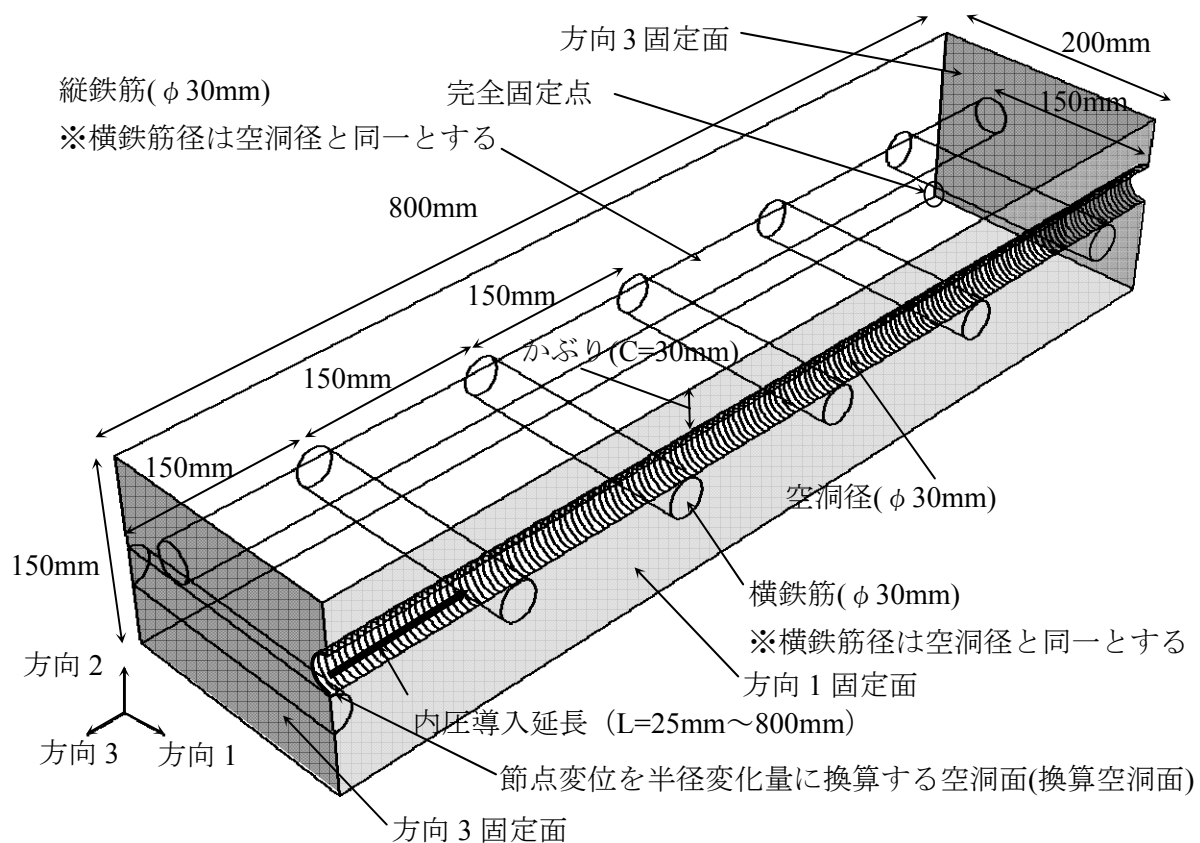


図 5.2.1 解析モデル(鉄筋径 $\phi = 30\text{mm}$, かぶり $C=30\text{mm}$)

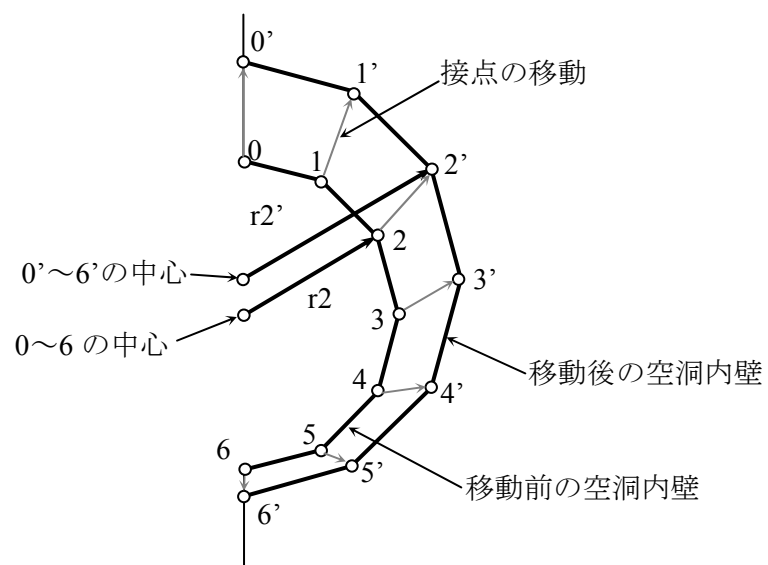


図 5.2.2 半径変化量へ換算

5. 3 解析結果の考察

5. 3. 1 半径変化量と内圧の関係

算出した半径変化量と内圧の関係の中から、一例として、空洞径 $\phi=20\text{mm}$ 、かぶり $C=40\text{mm}$ のケースを図 5.3.1 に示す。

半径変化量が 0.0015mm までは、導入長さに関係なくほぼ同一の傾きを持つ直線となることがわかる。3章でも示したが、今回の解析で適用した CEB モデル¹⁾のコンクリート引張側の応力とひずみ関係の設定は、引張軟化領域まで割線弾性係数を傾きを持つ直線で表され、その閾値を 150μ としている。厚肉円筒理論²⁾を用いると、空洞半径が r の場合、空洞内壁の引張ひずみは dr/r で表されることから、弾性領域における半径変化量は内壁のひずみに換算される。したがって、半径変化量 0.0015mm は空洞内壁が弾性挙動から引張軟化領域に変更するひずみの境界値となっている。 $\phi 10\text{mm}$ 、 $\phi 30\text{mm}$ の解析結果を確認したところ、同様に、空洞内壁の引張ひずみが 150μ となるまでは導入長さに関係なく、それぞれほぼ同一の傾きを持つ直線となることが分かった。ここから、母材コンクリートが弾性挙動を示している場合は、導入長さに関係なく、半径変化量と内圧の関係はほぼ同一であり、三次元効果はほとんど発生していないと考えられる。

半径変化量が 0.0015mm を超えると、半径変化量と内圧の関係は導入長さによって変化し、

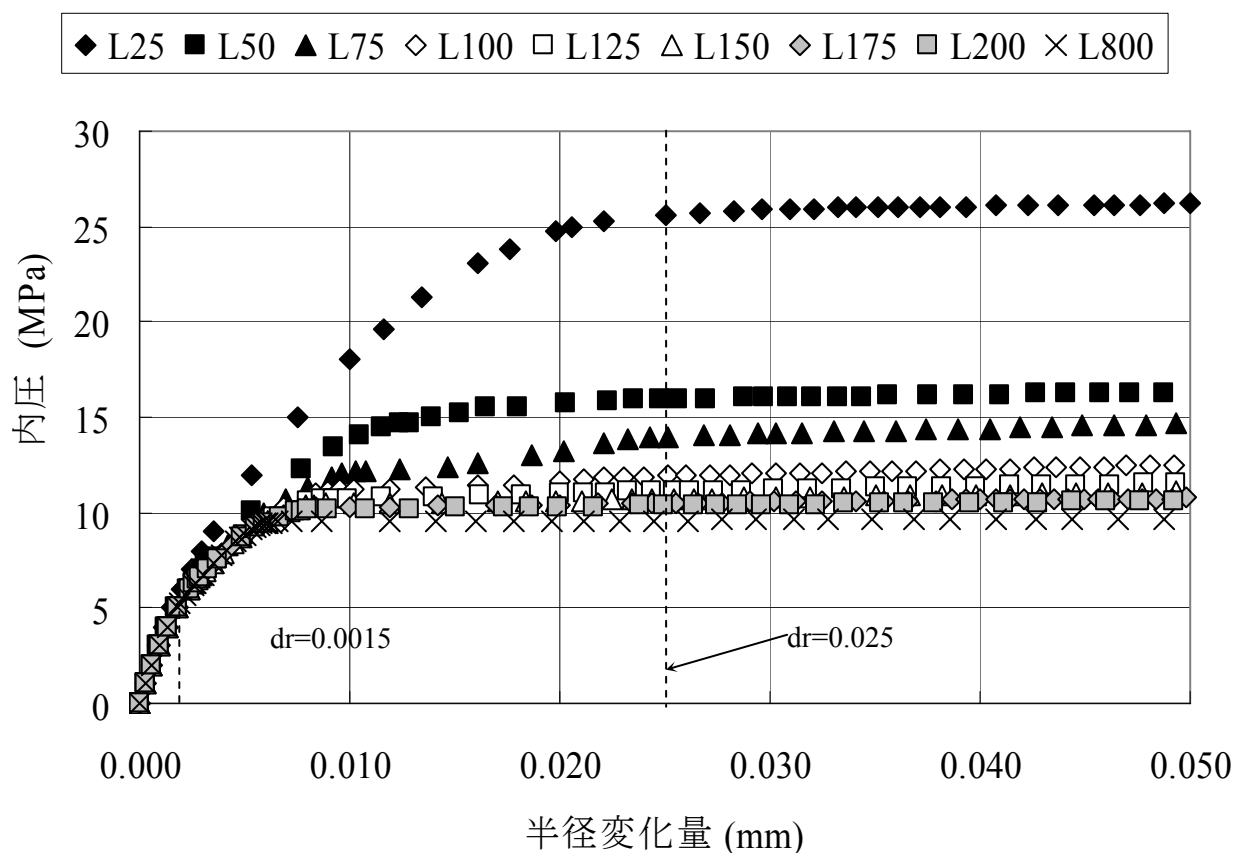


図 5.3.1 半径変化量との関係 ($\phi 20\text{mm}$, $C40\text{mm}$)

三次元効果が発生し始める。また、半径変化量が 0.025mm を超えると、いずれの導入長さにおいても、内圧はほとんど上昇せず、傾きが極めて小さいの直線の関係になることが分かった。これは、他空洞径、他かぶりの結果においても同様であった。

さらに、導入長さが 25mm, 50mm, 75mm までは、半径変化量との関係は他と大きく異なるが、導入長さが 100mm を超えると、関係に大きな差が無くなって来ることが分かる。4 章で述べたように、導入長さが大きくなると、三次元効果が小さくなる。図に示した $\phi=20\text{mm}$, $C=40\text{mm}$ の場合は、導入長さが 100mm 以上であれば、三次元効果は無視し得る可能性を示している。

5. 3. 2 解析上の最大内圧

3 章のモデル実験において、半径変化量 0.1~0.2mm において内圧が最大となることがわかっている。図 5.3.1 に示したように、本解析では、半径変化量 0.025mm 以上では、はほとんど上昇しないことから、半径変化量との関係が安定したと考えられる半径変化量 0.1mm 時点での内圧を解析上の最大内圧(p_{i1})として検討した。解析上の最大内圧と導入長さの関係を整理したところ、解析モデル軸方向長さ(800mm)を導入長さ(Lmm)で除した 800/L を用いて表現することで、良い相関性が得られることが明らかとなった。この関係を図 5.3.2 に示す。

いずれの空洞径においても、800/L が大きくなると解析上の最大内圧が大きくなることが分かる。800/L が大きくなることは、L が小さくなる、すなわち、導入長さが短くなることと同値である。導入長さが短くなればなるほど、解析上の最大内圧は大きくなること、すなわち三次元効果が大きく影響してくることが分かる。

また、図中に示した各プロットを指数関数($p_{i1}=\alpha e^{\beta(800/L)}$)で近似したところ、それぞれ図中に示す関係式を、相関よく(相関係数 0.95 以上)得ることができた。導入長さを大きくした場合、解析上の最大内圧(p_{i1})は係数 α に漸近することとなる。これは、鉄筋腐食長さが大きくなれば、解析上の最大内圧は鉄筋腐食延長に関わらずある一定値 α となり、三次元効果は無視し得るようになることを示している。

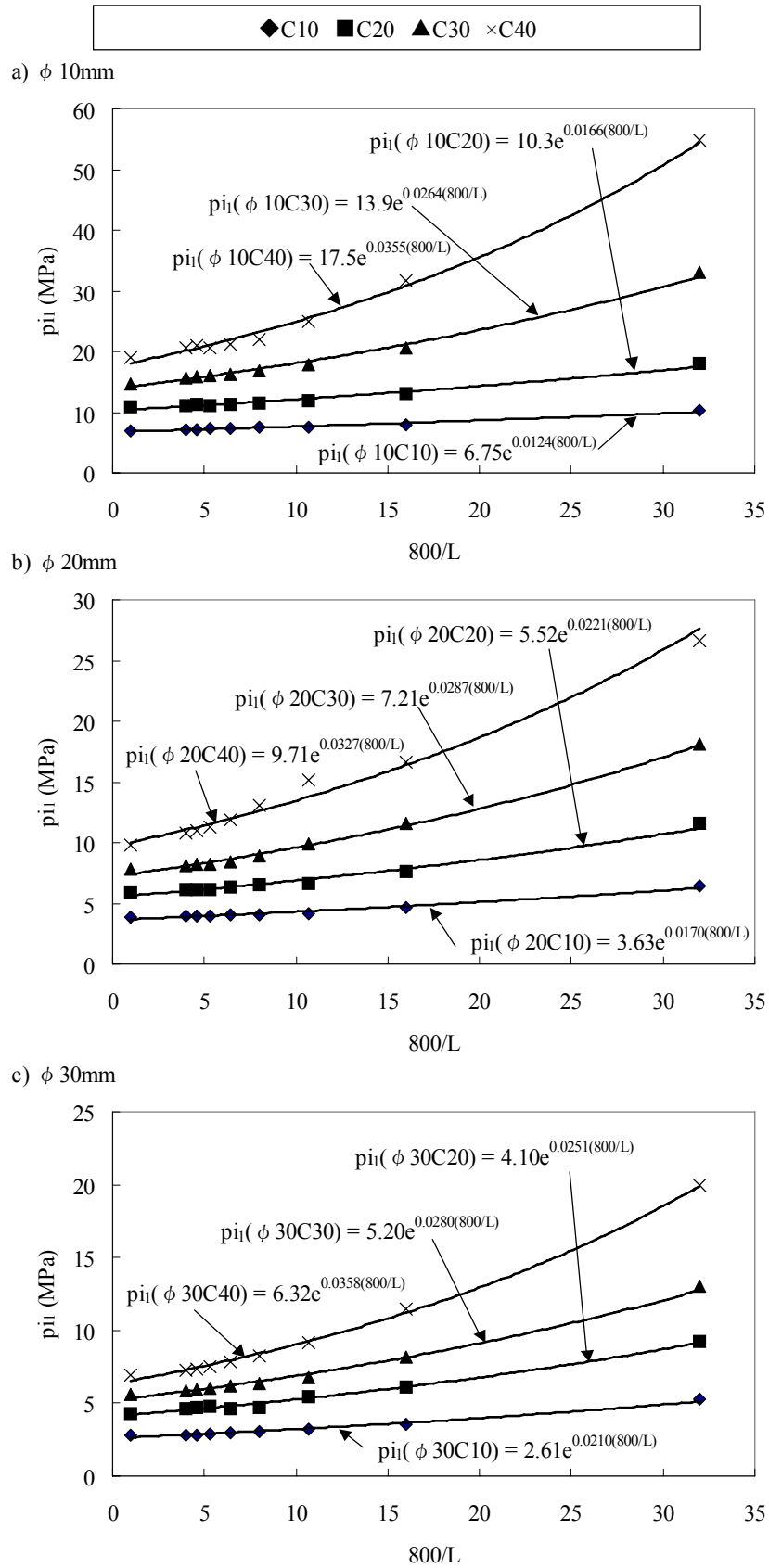


図 5.3.2 解析上の最大内圧(pi_1)と 800/L の関係

5. 3. 3 $pi_1(L=\infty)$ の算定式

本解析で得られた係数 α をかぶり(C, mm), および鉄筋径(ϕ , mm)で整理した結果, かぶりと鉄筋径の逆数に相関性があると推定された. そこで, Marquardt-Levenberg 法による非線形最小自乗法を用いて, トライアルを繰り返した結果, 係数 α を式(5.3.3.1)で表現した. 以降, 下式で算出される係数 α を, 導入長さが無限大の時の解析上の最大内圧($pi_1(L=\infty)$, MPa)と表現する.

$$\alpha = pi_1(L = \infty) = 9.88 \frac{C^{0.71}}{\phi^{0.89}} \quad \text{式(5.3.3.1)}$$

式(5.3.3.1)の精度を表 5. 3. 1 に示す. 本論では, 係数 α と $pi_1(L=\infty)$ の差の絶対値を $pi_1(L=\infty)$ で除し, 百分率とした値を誤差率(e)と呼ぶ. 誤差率の平均値は 1.7%, 最大値は 6.10%であった. ここから, 式(5.3.3.1)は係数 α をよく表現できていると考えられる. ただし, 適用する場合は, 6%強程度の誤差が生じる可能性を考慮に入れる必要がある.

なお, 本解析で用いた材料物性値や配筋状況が異なれば, 異なる関係式が得られる可能性があることから, 引き続き関係因子を変化させた解析が必要であると考えている. さらに, この解析結果は空洞径 10~30mm, かぶり 10~40mm の結果であり, この範囲外では適用する際に十分配慮が必要である.

表 5. 3. 1 係数 α , $pi_1(L=\infty)$ の精度

空洞径 ϕ (mm)	かぶり C (mm)	係数 α (MPa)	$pi_1(L=\infty)$ (MPa)	$e^{※1}$ (%)
10	10	6.75	6.53	3.37
	20	10.3	10.7	3.93
	30	13.9	14.2	2.46
	40	17.5	17.5	0.06
20	10	3.63	3.52	3.13
	20	5.52	5.76	4.17
	30	7.21	7.68	6.12
	40	9.71	9.43	2.97
30	10	2.61	2.46	6.10
	20	4.10	4.02	1.99
	30	5.20	5.36	2.99
	40	6.32	6.57	3.81
平均値				1.70

※1 誤差率 $\frac{|\alpha - pi_1(L = \infty)|}{pi_1(L = \infty)} \times 100$

5. 4 三次元効果を見出し得る導入長さ

5. 4. 1 モデル実験で得られた最大内圧の変動係数

4章で説明したモデル実験では、かぶり、弾性体長さごとの最大内圧が得られている。モデル実験で得られた最大内圧の平均値、標準偏差 σ 、変動係数 C_v を整理し表 5. 4. 1 に示す。

5. 2で説明した三次元解析では、1/4 モデルとしたため、解析で用いた導入長さ(L)は実際に考慮すべき導入長さの半分である。このため、表 5. 4. 1では導入長さを2Lと表記している。

表 5. 4. 1 を見ると、本論の解析結果と同様、導入長さ(2L)が小さくなると、最大内圧が大きくなる傾向が見られ、三次元効果が実験でも見られたことがわかる。また、各実験ケースの変動係数を見ると、実験ケースによってはかなり大きなばらつきがあることが分かる。

3章で説明したが、二次元の解析モデルである厚肉円筒理論²⁾を用いると、空洞内壁に導入可能な最大内圧は $F(C, \phi) \cdot f_t$ で表されることが考えられる。ここで、 $F(C, \phi)$ はかぶりと鉄筋径の関数、 f_t はコンクリートの引張強度である。かぶりと円筒空洞径が同一の場合、 $F(C, \phi)$ は定数となるため、最大内圧はコンクリート母体の引張強度に依存する。また、管理供試体に

表 5. 4. 1 空洞径 $\phi = 20\text{mm}$ モデル化供試体実験結果

かぶり $C(\text{mm})$	導入長さ $2L(\text{mm})$	最大内圧 平均値 $\overline{p_{i2}}$ (MPa)	最大内圧 標準偏差 $\sigma(\text{MPa})$	最大内圧 変動係数 C_v
40	200	18.2	2.13	0.12
	150	21.6	3.22	0.15
	100	23.6	2.19	0.09
	50	31.4	5.50	0.18
30	200	13.8	3.26	0.24
	150	14.2	1.78	0.13
	100	21.3	3.74	0.18
	50	23.6	3.17	0.13
20	200	11.0	2.03	0.18
	150	11.6	0.75	0.06
	100	13.1	0.87	0.07
	50	17.5	1.06	0.06
10	200	6.42	0.83	0.13
	150	6.13	1.00	0.16
	100	6.40	1.36	0.21
	50	8.03	0.77	0.10
平均値				0.14

よる引張強度の変動係数は 0.15(引張強度 2.75N/mm², 標準偏差 0.418)であり, 表 5.4.1 で示した最大内圧の変動係数の平均値, 0.14 と類似した結果となった. これらから, 導入長さが同一な場合の最大内圧のばらつきは, モデル実験で用いた母体コンクリートの引張強度のばらつきによると推測される.

5. 4. 2 確率を考慮した三次元効果

5. 3. 2で述べたように, 最大内圧と軸方向長さを導入長さで除した係数は指数関数の関係がある. そこで, 5. 3. 2と同様に, 表 5.4.1 に示したモデル実験における最大内圧の平均値($\overline{pi_2}$)と, 供試体軸方向長さ(400mm)を導入長さ(2Lmm)で除した $400/2L$ の関係を近似指数関数式とともに図 5.4.1 に示す. 5. 3. 3と同様に, 得られた近似指数関数式の係数 α を, 導入長さが無限大のモデル実験の最大内圧($\overline{pi_2}(L=\infty)$, MPa))と表現する.

表 5.4.1 に示したように, 最大内圧はコンクリートの引張強度を起因とするばらつき(分布)を持っている. 確率統計³⁾で考え, この分布に正規分布が適用できると仮定すると, 最大内圧の分布は, 平均値に $\pm 3\sigma$ を加えた範囲, すなわち最大内圧の平均値に $(1 \pm 3Cv)$ を乗じた範囲にほぼ包含される. この分布は, 導入長さが長くなるにつれて, 導入長さが無限大の場合に大きく重なるようになる.

図 5.4.2 に, モデル実験における最大内圧と $400/2L$ の関係の略図を示す. コンクリートの引張強度を起因とするばらつきにより, $\overline{pi_2}(L=\infty)$ は $\pm 3\sigma$ の分布を持っている. 今, 近似曲線式から $\overline{pi_2}(L=\infty)+3\sigma$ が得られる導入長さ($2L_{3\sigma}$)を設定したとする. 図 5.4.2 に示すように, 最大内圧は, $\overline{pi_2}(L=\infty)$ と同様に $\pm 3\sigma$ の分布がある. すなわち, $L=2L_{3\sigma}$ における分布の下半分の面積は, $L=\infty$ における分布の上半分の面積と同一で, 重複する. この事象を確率統計的に考

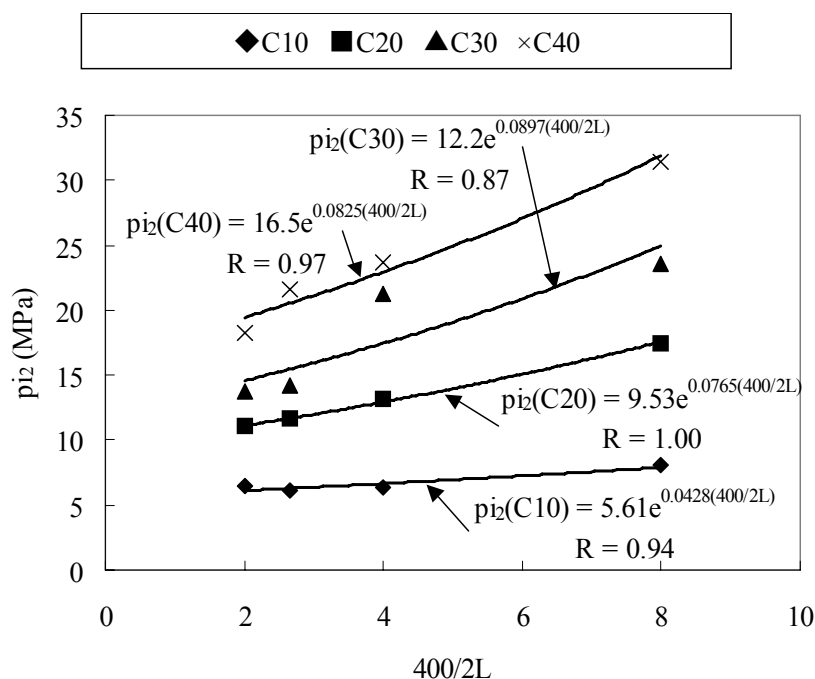


図 5.4.1 モデル実験で得られた最大内圧($\overline{pi_2}$)と $400/2L$ の関係

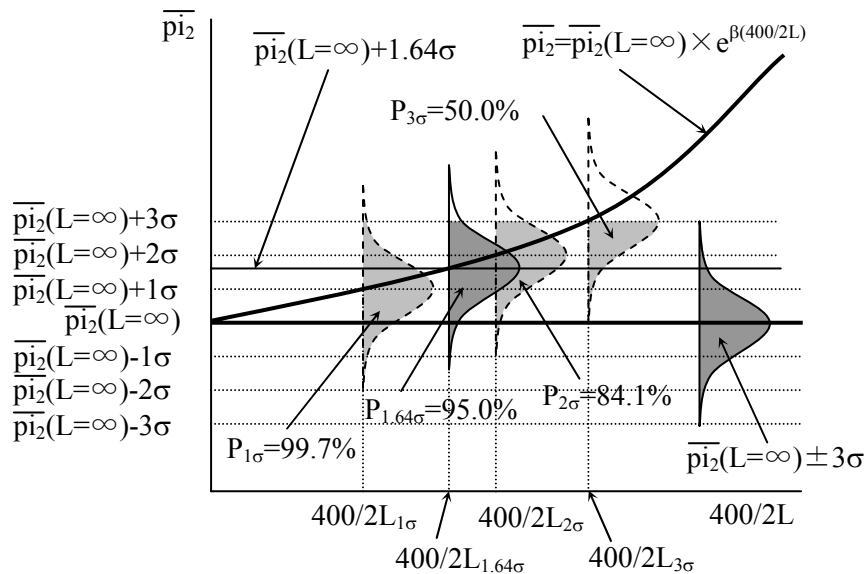


図 5.4.2 モデル実験における最大内圧と $400/2L$ の略図

えると、モデル実験において、 $L=2L_{3\sigma}$ で得られる最大内圧は、重複確率 $P=50\%$ で、 $L=\infty$ でも得られる値であることを示している。同様に、 $L=2L_{2\sigma}$ 、 $L=2L_{1\sigma}$ で考えると、重複確率は 84.1% 、 99.7% となった。

この重複確率 P は三次元効果の大小の指標として取り扱うことができる。つまり、 $P=80\%$ であれば、導入長さ無限大の場合の分布と 80% の確率で重複し、 20% の三次元効果が存在するといえる。

5. 4. 3 三次元効果を見捨てる導入長さ

図 5.4.2 を見ても明らかなように、有限の導入長さであれば、その分布は、無限大の導入長さの分布と 100% 重複することは無く、三次元効果は、厳密にはゼロにならない。しかし、4. 3 で説明したように、わずかな三次元効果に留意しすぎることは現実的ではない。そこで、重複確率 95% が得られる導入長さを、三次元効果が無視し得る導入長さの最低値と考えることとした。図 5.4.2 に示すように、重複確率 95% は $\overline{pi_2}(L=\infty)+1.64\sigma$ となる $\overline{pi_2}$ が得られる導入長さに相当する。

図 5.4.1 に示す各近似曲線式とモデル実験における最大内圧の変動係数(0.14)を用いて $\overline{pi_2}(L=\infty)+1.64\sigma$ が得られる $400/2L$ を算出し、導入長さ($2L_{min}$)を逆算した。算出した $2L_{min}$ をかぶりごとにまとめ、表 5.4.2 に示す。最大 174mm であることから、本論の定義に準じると、引張強度 2.75N/mm^2 、かぶり $10\sim 40\text{mm}$ 、鉄筋径 20mm であり、導入長さ、つまり腐食長さが 174mm 以上であれば、三次元効果は無視し得る。

表 5.4.2 $\phi 20\text{mm}$ における $2L_{min}$

かぶり C (mm)	$400/2L$	$2L_{min}$ (mm)
10	4.83	82.8
20	2.70	148
30	2.30	174
40	2.51	159

式(5.3.3.1)を導出した過程でも示したように、母材の機械的物性値が変化したり、モデル実験のサンプル数が増加し、変動係数が変化する場合、算出される $2L_{\min}$ は変化することが予想される。また、 $\phi 10, 30\text{mm}$ においては、実験結果が得られていないため、現段階では $2L_{\min}$ は得られない。将来、 $\phi 10, 30\text{mm}$ の実験結果を得ることで、 $2L_{\min}$ の定義を行い、汎用性向上に努める必要がある。

5. 5 三次元効果を見捨し得る導入長さにおけるひび割れ幅と腐食減量

5. 5. 1 腐食長さが $2L_{\min}$ を超える場合の考え方

これまで、三次元効果を見捨し得る腐食長さについて論じてきた。その結果、本論の実験範囲においては、腐食長さが 174mm 以上であれば、三次元効果を見捨し得るとの結論を得ている。本論で作成したモデル化供試体は、腐食長さに相当する弾性体長さの最大が 200mm であることから、この弾性体長さ 200mm の結果については、三次元効果を見捨し得ると考えてもよい。つまり、弾性体長さ 200mm のデータを、腐食長さ 200mm 以上の鉄筋腐食の半径変化量や内圧の係に置き換えることが可能であると考えた。

5. 5. 2 ひび割れ幅による換算腐食減量の推定式

本モデル実験では、供試体中央部に設置したひずみゲージ測定値を換算することで、半径変化量とかぶり表面のひび割れ幅の係を得ることができる。半径変化量は式(3.3.1.2)、式(3.3.1.4)を用いて腐食減量に換算できることから、既往の研究^{たとえば、4)}でも試みられているように、本論でも、かぶり表面のひび割れ幅から腐食減量を推定することとした。

実験において得られるひずみゲージ値に、ひずみゲージの有効長(60mm)を乗じて軸方向ひび割れ幅を算出した。算出されたひび割れの中から、ひび割れ幅に対応する半径変化量を整理し、かぶりごとの半径変化量の平均値から腐食減量を算出した。算出は、式(3.3.1.2)を用いて半径変化量の平均値から断面半径減少量を算出し、この断面半径減少量から式(3.3.1.4)を用いて換算腐食減量($W_{\text{loss}}(C=C)$, mg/cm^2)を得た。ただし、かぶり 10mm , 20mm においては、軸方向ひび割れ幅が 0.2mm 以上となる以前に剥離破壊をしたため、ひび割れ幅 0.2mm 以上の換算腐食減量は得られなかった。換算した腐食減量をかぶりごとに整理し図 5.5.1 に示す。また、各プロットを近似したところ、指数関数近似($W_{\text{loss}}(C=C)=ae^{bw}$)が最も相関性が良かった。この指数関数近似式と、相関係数を図 5.5.1 に併せて示す。

さらに、図 5.5.1 に示した指数関数近似式の係数 a , b をかぶりごとに整理し、図 5.5.2 に示す。係数 a , b とともに、プロット数が4つと少ないため、支配される関数式は不明である。今回は、相関係数が最も高くなるように近似した。その結果、係数 a は一次関数近似、係数 b は二次関数近似とした。

以上、二つの近似式から、弾性体長さ 200mm の換算ひび割れ幅から換算腐食減量を算出する式を下記とした。

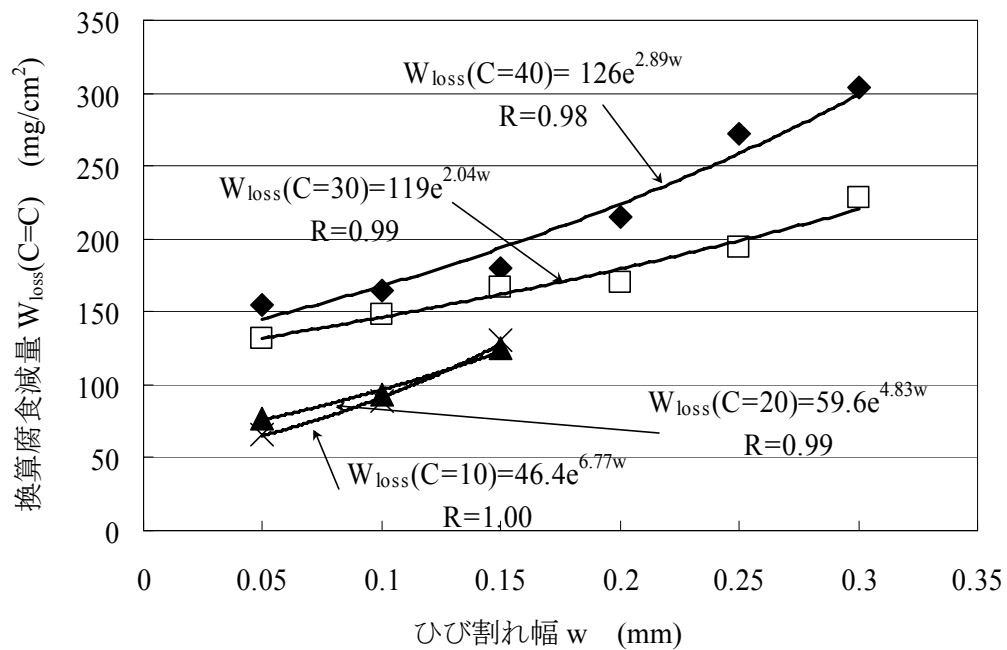


図 5.5.1 弾性体長さ 200mm における換算ひび割れ幅と換算腐食減量の関係

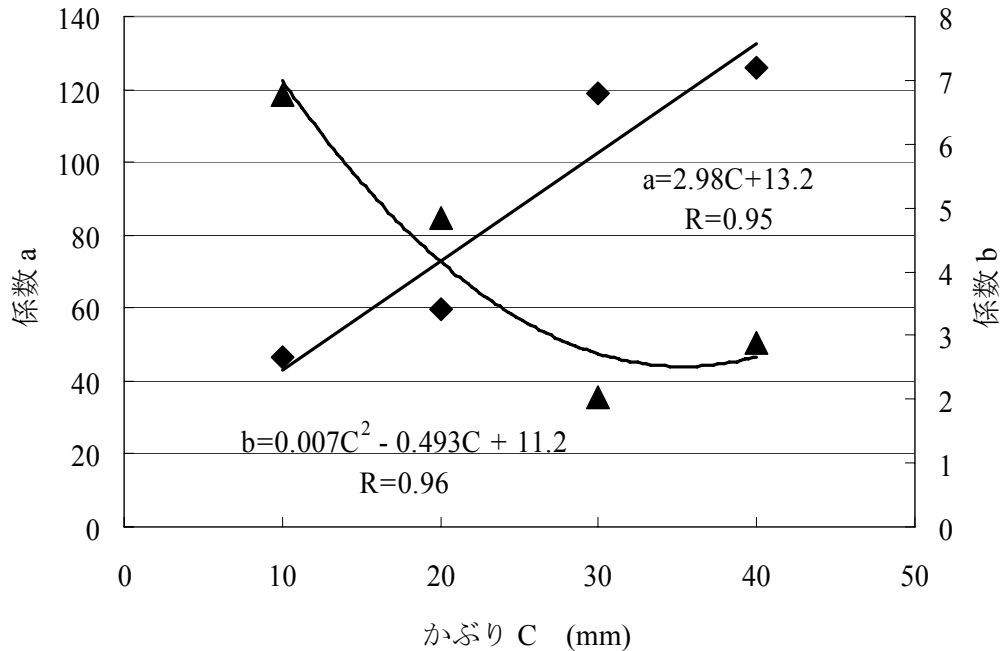


図 5.5.2 かぶり C と係数 a, 係数 b の関係

$$W_{\text{loss}}(C=C)=(2.98C+13.2)e^{(0.007C^2-0.493C+11.2)w} \quad \text{式(5.5.2.1)}$$

式(5.5.2.1)は本モデル実験において得られた回帰式であるため、その適用範囲に配慮する必要がある。本論の諸元、かぶり 10～40mm、鉄筋径に相当する空洞径 20mm で、コンクリート引張強度が 2.75N/mm² 程度であれば、適用可能である。また、5. 5. 1 でも述べたように、三次元効果を見捨てると判断できれば、腐食長さに相当する弾性体長さ 200mm 以上の場合において使用可能であると考えられる。式(5.5.2.1)と既往の研究でいくつか示されているひび割れ幅から腐食減量を推定する式との違いについては 6 章で考察する。

5. 5. 3 $W_{\text{loss}}(C=C)$ の算出式の精度

式(5.5.2.1)は近似を重ねた式であるため、使用にあたっては、その精度を十分認識しておく必要がある。そこで、半径変化量から算出されるかぶり毎の換算腐食減量①と、式(5.5.2.1)で算出される換算腐食減量②を比較することとした。表 5. 5. 1 に両者を示す。なお、表 5. 5. 1 に示してある誤差率は、表 5. 3. 1 で示したように、実験結果と近似式の精度を表している。

腐食ひび割れ幅から内部の鉄筋の腐食減量を推定する場合は、精度よく算出できるほかに、安全側、つまり腐食減量が大きく算出される方が良い。2 章で紹介したように、構造物の耐

表 5. 5. 1 半径変化量から換算した腐食減量と算出された換算腐食減量

かぶり C(mm)	w (mm)	半径変化量からの 換算腐食減量① (mg/cm ²)	式(5.5.2.1)からの 算出腐食減量② (mg/cm ²)	誤差率 $e^{※1}$ (%)
40	0.05	155	151	2.3
40	0.10	165	173	4.9
40	0.15	180	198	9.2
40	0.20	215	226	4.9
40	0.25	272	259	5.3
40	0.30	303	296	2.6
30	0.05	132	117	12.4
30	0.10	148	135	9.9
30	0.15	167	154	8.1
30	0.20	170	176	3.5
30	0.25	194	202	3.8
30	0.30	228	231	1.4
20	0.05	77	90	13.9
20	0.10	93	110	15.1
20	0.15	125	135	7.8
10	0.05	66	61	8.5
10	0.10	88	86	2.4
10	0.15	130	122	6.4

※1 誤差率 $e = \frac{|\text{①} - \text{②}|}{\text{②}} \times 100$

荷力は鉄筋腐食量と相関性があると考えられ、腐食減量が大きくなると構造物の耐荷力は低下すると考えられるためである。また、鉄筋の腐食量が大きくなるとかぶりコンクリートが剥落しやすくなる傾向^{6, 7)}が見られるため、第三者損傷防止の観点からも、内部の鉄筋の腐食量推定値は実際の腐食量よりも大きく推定される方が望ましい。表 5.5.1 を見ると、最大で 15% 程度の誤差率が得られていることがわかる。また、式(5.5.2.1)から算出される換算腐食減量②が実験から得られる腐食減量①を下回ることがある。ここから、式(5.5.2.1)を用いて算出される換算腐食減量は 15% 程度の誤差が発生する可能性があることを認識し、実用上は安全係数(例えば、維持管理マニュアル⁵⁾の予測式の精度に関する安全係数: 1.3)を乗じて補正することが必要であると考えられる。

5. 6 本章のまとめ

本章では、4 章で定義した鉄筋腐食における腐食長さによる三次元効果について、三次元弾塑性有限要素法による解析結果を検討し、4 章のモデル実験で得られた結果を用いて三次元効果を見出し得る腐食長さについて検討を行った。また、三次元効果を見出し得る腐食長さにおいて、モデル実験で得られたひび割れ幅から腐食減量を推定する式を提案した。

5. 2 では、三次元効果の把握を目的として、三次元弾塑性有限要素法による解析を行った。ここでは、鉄筋径を 10~30mm(3 種類)、かぶりを 10~40mm(4 種類)に変化させるとともに、腐食長さに相当する導入長さを 25~800mm(7 種類)に変化させ、合計 84 種類の解析を行った。また、解析結果を半径変化量と内圧の関数に換算する手法を示した。5. 3 では、得られた半径変化量と内圧の関数について、その傾向について述べた。また、解析上の最大内圧を定義し、解析上の最大内圧とモデルの軸方向長さを導入長さで除した 800/L の関数について整理した。さらに、最大内圧はかぶりと鉄筋径をパラメータとした式で表されることを示し、この式の精度について議論した。5. 4 では、4 章のモデル実験で得られた最大内圧を用いて、モデル実験における腐食長さによる三次元効果について述べた。さらに、モデル実験の結果を解釈する際に、確率手法を用いる意義を説明し、三次元効果を見出し得る導入長さを提案した。5. 5 では、三次元効果を見出し得る導入長さにおいて、モデル実験から得られたひび割れ幅から腐食減量を推定する近似式の提案を行い、この式の精度と使用の際の留意点について示した。

以下に本章の範囲内で得られた主な結論を示す。

- 1) 三次元弾塑性有限要素法解析において、半径変化量と内圧の関数は空洞内壁の引張応力が引張強度となるまでは導入長さに関係なくほぼ同一であり、三次元効果はほとんど発生していないと考えられる。
- 2) 三次元弾塑性有限要素法解析において、空洞内壁の引張応力が引張強度を超えた時点から導入長さによる半径変化量と内圧の関数に違いが見られ始め、三次元効果が発生していることがわかった。
- 3) 半径変化量が 0.025mm を越えると、いずれの導入長さにおいても内圧はほとんど上

昇せず、傾きが極めて小さい直線関係となることが分かった。

- 4) 解析上の最大内圧(pi_1)を半径変化量が 0.1mm となった時点の内圧と定義した。また、最大内圧とモデルの軸方向長さを導入長さで除した係数(800/L)の関係を整理すると、指数関数近似式で表現することで、良い相関性が得られることが分かった。
- 5) 指数関数近似式の係数 α は、導入長さが無限大の時の最大内圧($pi_1(L=\infty)$)であることを示した。
- 6) 係数 α をかぶり(C, mm)、鉄筋径(ϕ , mm)で整理した結果、かぶりと鉄筋径の逆数に相関性があると推定された。そこで、Marquardt-Levenberg 法による非線形最小自乗法を用いて係数 α を下記式で表現した。また、下記近似式と係数 α の精度について誤差率を用いて表した結果、下記近似式は係数 α を精度良く算出できることがわかった。

$$\alpha = pi_1(L = \infty) = 9.88 \frac{C^{0.71}}{\phi^{0.89}}$$

- 7) モデル実験で得られた平均最大内圧($\overline{pi_2}$)を供試体軸方向長さを導入長さで除した係数(400/2L)で整理した。また、最大内圧のばらつきは、変動係数から判断すれば、主に母材コンクリートの引張強度に起因するばらつきであると推定された。
- 8) モデル実験で得られた平均最大内圧、標準偏差と、指数関数近似式を用いて、ある導入長さの時の重複確率を算出した。この重複確率は三次元効果の大小の指標として取り扱うことができることを示した。
- 9) 重複確率 95%となる導入長さは、腐食長さによる三次元効果を無視し得る導入長さであると定義した。また、モデル実験から得られた最大内圧の近似式から、三次元効果は無視し得る導入長さを算出した。その結果、本実験の諸元の場合、腐食長さに相当する導入長さ 174mm 以上であれば、三次元効果は無視し得ることが明らかとなった。
- 10) 三次元効果は無視し得る導入長さが 174mm 以上であることから、本モデル実験の導入長さ 200mm の実験データを用いて、ひび割れ幅から内部の半径変化量を推定し、その半径変化量から腐食減量に換算することで、ひび割れ幅と換算腐食減量の相関性について議論した。その結果、本実験諸元において、導入長さが 200mm 以上であれば、かぶりとひび割れ幅をパラメータとした下記式で、換算腐食減量を推定することができることがわかった。

$$W_{\text{loss}}(C=C) = (2.98C + 13.2)e^{\left(0.007C^2 - 0.493C + 11.2\right)w}$$

- 11) $W_{\text{loss}}(C=C)$ の近似式の精度を検証した。その結果、15%程度の誤差を生じる可能性が

あることが明らかとなった。ひび割れ幅から換算腐食減量を推定する場合は安全側に考えることが望ましいため、実用上は安全係数(例えば, 1.3)を用いて換算腐食減量を補正することが必要であることを示した。

5. 7 本章の参考文献

- 1) CEB-FIP MODEL CODE 1990 : COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON, Thomas Telford Services Ltd, 1993.
- 2) S.チモシェンコ：材料力学下巻, 昭和 37 年
- 3) 薩摩 順吉：確率・統計 [理工学系の数学入門コース 7], 岩波書店, 2001.
- 4) Qi Lukuan・関 博：鉄筋腐食によるコンクリートのひび割れ発生状況およびひび割れ幅に関する研究, 土木学会論文集, No.669/V-50, 161-171, 2001. 2.
- 5) 土木学会：コンクリート標準示方書 [維持管理編] に準拠した維持管理マニュアル (その 1) および関連資料, 社団法人 土木学会, 2004. 11.
- 6) 石橋 忠良・古谷 時春・浜崎 直行・鈴木 博人：高架橋等からのコンクリート片剥落に関する調査研究, 土木学会論文集, No.711/V-56, 125-134, 2002. 8.
- 7) 鳥取 誠一：鉄筋腐食に関する暴露試験等に基づいたコンクリート構造物の劣化予測, 京都大学大学院博士論文, 2003. 3.

第6章 第三者損傷防止に向けた維持管理手法の策定

6. 1 はじめに

近年、コンクリート構造物に求められる要求性能は、主目的である安全性能、使用性能のみならず、耐荷力に影響を与えない第三者影響度や、美観・景観、これら要求性能の耐久性についても求められるようになって来ている。このため、維持管理の策定には、力学的な構造物の挙動だけでなく、第三者影響度に含まれる第三者損傷や、騒音、ひび割れや錆汁などの美観・景観においても十分な配慮が必要となってきた¹⁾。

鉄筋コンクリートは、様々な劣化因子の侵入により劣化し、上に示した要求性能に対する能力が低下することが広く知られている²⁾。構造物の主目的である安全性能、使用性能については、これまで鉄筋が腐食した場合の耐荷性状や、付着性状について多くの研究^{3, 4)}が行われてきている。これらの研究成果によって、腐食量をパラメータとした曲げ耐力算定や、付着強度の低下推定、安全性能が問題となる腐食量の定義など、維持管理の策定にあたり、大きな成果を得ている。今後とも精度向上に向けて研究が必要である。

一方、第三者影響度に関する研究は多くの研究が進められているものの、上記で示した安全性能、使用性能と比較すると、その研究成果は発展途上であるといえる¹⁾。特に、第三者影響度のなかの第三者損傷に関しては、近年、特に重要視されるようになったにもかかわらず、現段階では剥落のメカニズムを十分把握できているとは言えず、予測の精度も十分であるとは言い難い面がある¹⁾。構造物の初期欠陥を除き、鉄筋腐食を起因とする第三者損傷は、主に加速期(後期)から劣化期において生じると考えられる¹⁾が、実験室レベルにおいても短期間で加速期(後期)から劣化期を再現することは困難であり、また得られたデータのばらつきにより定量的な評価が難しいことが、研究が発展途上である大きな原因と考えられる⁵⁾。

本章では、3章、4章、5章で得られた知見を元に、第三者損傷防止に向けた維持管理手法の策定に取り組んだ。この中で、まず第三者損傷防止の維持管理シナリオを策定する際の留意点を示す。また、維持管理手法策定の前提条件を示す。次に、剥離ひび割れ予測曲線を描くための基本フローを提案する。また、腐食ひび割れ幅から予測曲線を求める場合と、変状面積率から予測曲線を求める場合の二通りについて、新設構造物、既設構造物におけるフローの考え方を示す。次に、この基本フローで用いる、実測値が得られない場合の各種推定算出式を紹介する。特に、実構造物の変状面積率を用いて、腐食減量推定式の精度について検討を行う。さらに、西日本旅客鉄道株式会社の代表的なコンクリート構造物である山陽新幹線の床版部のコンクリート諸元を元に、劣化原因が中性化、内的塩害、複合劣化、外的塩害の剥離ひび割れ予測手法のシミュレーションを行う。このシミュレーション結果を考察し、この諸元の構造物の点検・補修の考え方について具体的な経過日数を示し論じる。また、剥離ひび割れ予測手法を点検結果に基づき修正する手法を併せて述べる。最後に維持管理者の立場に立った、構造物の維持管理シナリオについて述べる。

6. 2 第三者損傷防止の維持管理シナリオを策定する際の留意点

本論文の4章では、鉄道高架橋床版部をモデル化した供試体を用いて、鉄筋腐食膨張圧に模した内圧を供試体に設置した円柱空洞に導入し、かぶりコンクリートの剥離破壊の再現実験を行っている。この実験結果から、かぶり表面に現れるひび割れは、円柱空洞に沿った軸方向のひび割れが先行して発生し、後に連続すれば剥離破壊となる剥離ひび割れが発生することが明らかとなっている。また、かぶり表面に設置したひずみゲージ値の換算値から、軸方向のひび割れ幅が0.05mmとなった時点を0.05到達点、目視で剥離ひび割れを発見した時点を剥離ひび割れ観測点と定義した。さらに、剥離ひび割れ観測点の半径変化量を0.05到達点の半径変化量で除した係数を剥離倍率(γ_{sp})と定義し、本モデル実験の結果を整理すると、剥離倍率の平均値は1.63、標準偏差は0.30である結果を得ている。

この実験結果は、0.05到達点の半径変化量を得ることができれば、この半径変化量に剥離倍率を乗じることで、剥離ひび割れ観測点の半径変化量を予測できることを意味している。0.05到達点の半径変化量、剥離ひび割れ観測点の半径変化量は、式(3.3.1.2)および式(3.3.1.4)を用いて、それぞれ腐食減量や断面半径減少量に変換できる。当該構造物の実測腐食速度や、既往の研究^{1, 2)}によって明らかになりつつある劣化原因ごとの腐食速度を設定し、それぞれの半径変化量を腐食速度で除すと、鉄筋腐食が開始してから0.05到達点に至るまでの経過時間($t_{0.05}$)、および鉄筋腐食が開始してから剥離ひび割れ観測点に至るまでの経過時間(t_{sp})を得ることができる。潜伏期の期間を設定すれば、構造物新設時からかぶり表面に幅0.05mmの軸方向ひび割れが発生する経過時間、または、かぶり表面に剥離ひび割れが発生する経過時間を算出することができる。これら算出される経過時間は、構造物の要求性能の一つである第三者損傷防止の観点から、構造物新設時のシナリオの一つとして考えることができる。また、既設構造物においては、構造物の竣工時期を明確にすることで、過去にさかのぼって新設時からシナリオを策定することが可能であり、現在の構造物が第三者損傷防止のシナリオにおいてどの位置に相当するのか判断できる。

しかし、構造物新設時のシナリオと現実との乖離は、経年とともに大きくなっていくことが予想される。これは、鉄筋の腐食減量を推定する手法や、劣化要因毎の腐食速度式といったコンクリート構造物の劣化予測式は現在も発展途上であり、現段階ではその精度に課題を残していることや、本来、劣化予測式は画一的に定められるものではなく、その構造物の建設環境や、諸元、現在に至るまでの環境条件を考慮して個別に定めるべきであることによる。すなわち、維持管理のシナリオは、新設時の策定は重要であるが、それだけでは不十分であり、日々の点検に基づく修正が必要である。

既設構造物においては、過去にさかのぼって新設時のシナリオを策定し、このシナリオと日々の点検結果から診断される現在の構造物の状況を比較すると、適合しない可能性もある。この場合は、策定に使用した劣化予測式を修正することで、現在の状況とシナリオを適合させる必要がある。このようにして修正されたシナリオは、既設構造物の新設時から現在までの劣化の環境条件を考慮した、その構造物固有の修正シナリオであり、新設時のシナリオよりも適合性が高いと考えられる。さらに、修正で用いた修正方法はその構造物の固有の条件

を加味した修正方法といえることから、劣化予測に関して重要な因子を含んでいると考えられる。修正方法の内容を検討することは、構造物の現在以降のシナリオを策定する際に極めて重要であるといえよう。

第三者損傷防止の維持管理策定に関しても同様であるといえる。日々の点検結果に基づいて、その構造物に適合した劣化予測式の修正が必要であり、将来のシナリオも、その時代背景や修正された劣化予測式を考慮して見直しを検討する必要がある。第三者損傷防止の維持管理手法を提案する際には、新設時の予測手法に加え、併せて日々の点検結果に基づきシナリオを修正する手法を示すことが求められる。

6. 3 維持管理手法策定の前提条件

6. 3. 1 破壊形状と対象構造物の部位

本論では、写真 6.3.1 に示すような、かぶりコンクリートが鉄筋腐食によって躯体との一体性を失い、剥離ひび割れを生じて剥離破壊し、剥離片が落下して第三者損傷を引き起こす劣化機構を対象とする。鉄道高架橋のコンクリート構造部材のうち、柱部やはり、接合部など、鉄筋量が多い箇所では、腐食によって発生するひび割れが内部で連結し、大面積で剥離破壊を生じる現象が見られる。これは、腐食する鉄筋の間隔が小さいことが原因と考えられる。堤ら²⁵⁾は、鉄筋間隔を $lp(mm)$ 、かぶりを $tp(mm)$ とした場合、 $\eta=(lp/2)/tp$ が 1.0 以

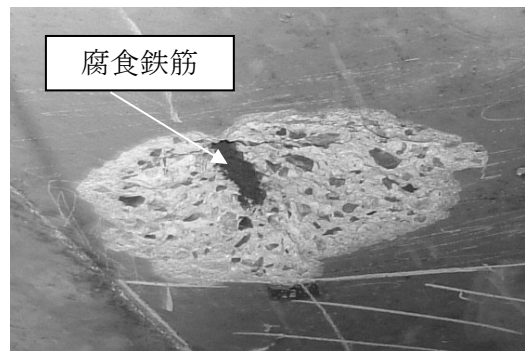


写真 6.3.1 鉄道高架橋床版部の剥離破壊の一例

下の場合、鉄筋間の腐食ひび割れが連結する可能性を示唆している。柱断面が 900mm 角の一般的な山陽新幹線の柱部では、主鉄筋間隔 60mm、かぶり 60mm であるので、 $\eta=0.5$ となり、腐食によるひび割れは鉄筋間で連結し、大面積で剥離破壊を生じる可能性が指摘できる。一方、鉄道高架橋床版部では、一般的に鉄筋間隔は 150mm で、かぶり 25mm であるので、 $\eta=3.0$ である。この場合は、理論的には鉄筋間を連結する腐食ひび割れは発生しないことから、鉄筋ごとに、独立して腐食ひび割れの進展を検討しても良いものと考えられる。

4 章のモデル実験では、鉄道高架橋の床版部の配筋を模して供試体を作成し、供試体中央部の鉄筋のみが腐食した場合をモデル化した。すなわち、実構造物で見られる複数の鉄筋が同時に腐食した場合で、相互に連携してかぶりコンクリートを剥落させる破壊形状は想定していない。すなわち、本論の実験結果を用いて、 $\eta=1.0$ 以下となる配筋構造物の第三者損傷のシナリオ策定はできない。上記で述べたように、鉄道高架橋床版部では、鉄筋腐食に伴う腐食ひび割れは、独立して発生・進展すると考えられることから、床版部においては本論の実験結果を用いて第三者損傷のシナリオを策定することが可能であると考えた。

また、腐食長さは、5 章の結果を用いて、腐食長さによる三次元効果(腐食長さがひび割れ

進展やひび割れ発生腐食減量に与える影響の総称)を無視し得る腐食長さ, 174mm 以上で検討することとする。

6. 3. 2 剥落の危険性を示す指標

鉄筋腐食膨張圧によりかぶりコンクリートが剥落する場合, 5. 4. 1でも説明したように, 力学的な観点からは, コンクリート引張強度が因子の一つであると考えられる。しかし, コンクリートの引張強度はばらつきを持っているため, その構造物全体の平均的な圧縮強度から平均的な引張強度が明らか⁶⁾となったとしても, 落下の危険性に対して正確に予測することは難しい。これは, 腐食鉄筋周囲のコンクリートの引張強度は必ずしも平均的な引張強度として一定ではなく, また鉄筋腐食を引き起こす腐食因子も均一にかぶり表面から侵入するとは考えられないからである。また, 施工上の誤差により, かぶりもばらつきを持っており⁷⁾, スターラップや配力筋などの鉄筋構造によっても剥落の危険性は異なると考えられる。すなわち, 落下の危険性について検討する場合は, 既往の研究^{26, 27)}でも行っているように, 様々な諸元のばらつきを十分考慮する必要があるといえる。ここから, 本論では, 4章で説明をした実験結果のばらつきから得られる安全確率を用いて, その対象鉄筋の腐食による剥離ひび割れ発生の危険性を表現することとした。本章では, 劣化要因ごとに経過時間(年)に対する安全確率(%)の関係を把握することとした。この両者の関係を「剥離ひび割れ予測曲線」と定義し, 概念図を図 6. 3. 1 に示す。

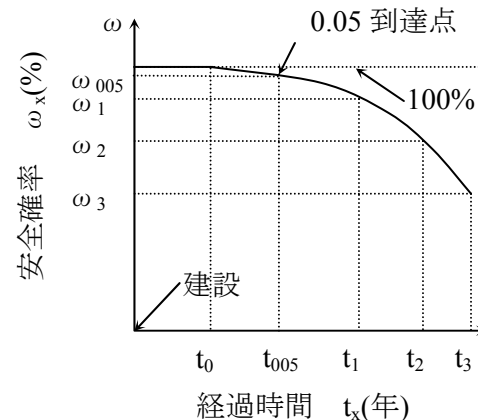


図 6. 3. 1 経過時間と安全確率の概念図

本論では 4 章で扱った軸方向ひび割れ幅が 0.05mm となった時点を経準点(0.05 到達点)とすることとした。経準点の経過時間を t_{005} , 安全確率を ω_{005} とする。本章では, 鉄筋腐食に伴う剥離破壊を対象とするため, 安全確率は, 図 6. 3. 1 のように, 鉄筋が腐食し始めるまでの期間(0 年～ t_0 年)を 100%とし, 鉄筋腐食が進行する経過時間とともに低下すると設定する。すなわち, 経過時間が t_1 となれば, 安全確率が ω_1 となり, 経過時間 t_{005} ～ t_1 の間に安全確率は ω_{005} ～ ω_1 だけ減少したと考える。

6. 3. 3 腐食減量, 断面半径減少量の半径変化量への変換

鉄筋腐食の程度を表す指標として多く用いられている単位系は, 腐食減量(mg/cm^2)¹⁾や断面半径減少量(mm)⁸⁾である。これら単位系と異なり, 本論では厚肉円筒理論⁹⁾で用いられる dr を半径変化量と定義し, この値を用いて論じてきた。3 章でも説明したように, 腐食減量, 断面半径減少量, 半径変化量は, 腐食膨張倍率と初期鉄筋半径, 鉄の密度を用いると, 相互に変換することができる。

本論では, 後の検討で, 安全確率算出に腐食減量から換算した半径変化量を使用し, 経過

時間の算出には腐食減量から換算した断面半径減少量を使用する．そこで，式(3.3.1.2)，式(3.3.1.4)を，腐食減量から半径変化量を算出する式，および腐食減量から断面半径減少量に算出する式に変形した．それぞれ式(6.3.3.1)，式(6.3.3.2)に示す．

$$dr = \sqrt{r_0^2 + (\gamma - 1) \frac{W_{\text{loss}} \cdot r_0}{50 \cdot \rho_s}} - r_0 \quad \text{式(6.3.3.1)}$$

$$\Delta r = r_0 - \sqrt{r_0^2 - \frac{W_{\text{loss}} \cdot r_0}{50 \rho_s}} \quad \text{式(6.3.3.2)}$$

6. 3. 4 変状面積率の定義

一定表面積(A)を持った構造部材が，鉄筋腐食によりある一定面積(An)の浮きが生じている場合，式(6.3.4.1)で示される百分率を変状面積率(P_A，%)と定義する．

$$P_A = \frac{A_1 + A_2 + A_3 + \Lambda + A_n}{A} \times 100 \quad \text{式(6.3.4.1)}$$

変状面積率を用いて，剥離ひび割れ予測曲線を得る場合は，変状面積率の最大値を定めておく必要がある．最大値とは，鉄筋腐食に伴う剥離ひび割れが進行し，すべての鉄筋で剥離ひび割れがかぶり表面に貫通した場合の最大の変状面積率である．

6. 3. 1で示したように，堤ら²⁵⁾の理論によれば， $\eta=1.0$ 以上である鉄道高架橋床版部の鉄筋腐食に伴う腐食ひび割れ発生・進展に関しては，鉄筋ごとに独立して検討できることがわかる．また，同文献²⁵⁾では，剥離ひび割れはかぶりに対して $\theta=60\sim70^\circ$ の角度で発生することが指摘されている．この二点を勘案すると，鉄道高架橋の床版部における剥離ひび割れ発生は，図 6.3.2 のようにモデル化できると考えられる．かぶり表面と鉄筋の中心位置までの距離はかぶり(C, mm)と鉄筋径(ϕ , mm)を用いて， $C+\phi/2$ (mm)で表される．剥離ひび割れが角度 θ で進展すると，かぶり表面に到達した剥離ひび割れと鉄筋中心との距離は la (mm)である．すなわち，かぶり表面に現れる剥離片の幅は $2 \times la$ で表される．一般的な鉄道高架橋床版部の鉄筋径は約 20mm であり，鉄筋間隔は 150mm である．ここで，剥離ひび割れが 60° ， 70° の角度で進展した場合の la を，それぞれ $la(\theta=60)$ ， $la(\theta=70)$ とすると， la と lp の関係は下記の式が成り立つ．

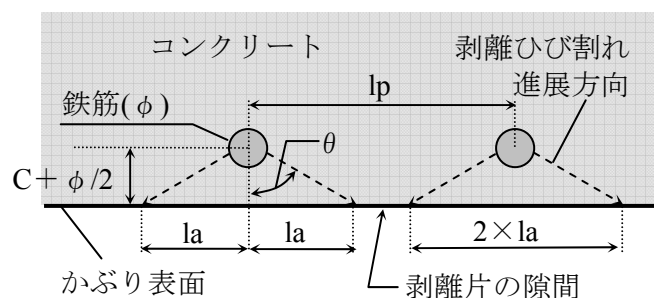


図 6.3.2 鉄道高架橋床版部の断面図

$$2 \times la(\theta = 60) = 121\text{mm} < lp = 150\text{mm} < 2 \times la(\theta = 70) = 192\text{mm} \quad \text{式(6.3.4.2)}$$

式(6.3.4.2)の関係を考察すると、剥離ひび割れの角度が 60° の場合は、 $2 \times la(\theta = 60)$ が 150mm より小さいため、図 6.3.2 に示す幅 29mm の剥離片の隙間を生じることが予想される。これを用いて変状面積率の最大値を算出すると、 $(150\text{mm} - 121\text{mm}) / 150\text{mm} \times 100 = 81\%$ となる。ところが、剥離ひび割れの角度が 70° の場合は、 $2 \times la(\theta = 70)$ は 150mm より大きくなるため、剥離片の隙間は生じないと予想される。すなわち、変状面積率の最大値はほぼ 100% となる。

実際の床版部では、鉄筋のかぶりはばらつきを持っており、たとえ剥離ひび割れ角度が一定値であるとしても、 la はばらつきを持つ。また、剥離ひび割れの進展は骨材の有無によって紆余曲折することが考えられるため、角度も $60 \sim 70^\circ$ の範囲のある一定値となるとは考えにくい。以上の点から、鉄道高架橋床版部において、鉄筋腐食が進行し、すべての鉄筋箇所ですべて剥離ひび割れが発生した場合、変状面積率の最大値を厳密に設定することは困難であるといえる。

以上の論点からすれば、変状面積率の最大値は $81 \sim 100\%$ の範囲にあると予想されるが、構造物諸元のばらつきから、厳密に最大値を設定することは難しい。しかし、現実の構造物においては、種々のばらつきのため、最大値は 100% となるのが一般的である。そこで、本論では鉄道高架橋床版部において、変状面積率から剥離ひび割れ予測曲線を描く場合は、変状面積率の最大値を 100% と設定することとした。

ここで、安全確率(ω , %)は、ある時点において剥離ひび割れを生じない確率であるといえる。また、変状面積率は、ある時点において剥離ひび割れを生じている比率を示していることから、安全確率と変状面積率の関係は相補関係にある。変状面積率の最大値を 100% と設定した場合は、 $P_A + \omega = 100\%$ の関係を持つ。すなわち、構造部材の面積に安全確率を乗じることによって、剥離ひび割れが生じていない面積を算出可能で、相補である変状面積率を乗じることによって、剥離ひび割れが生じている面積を算出可能である。

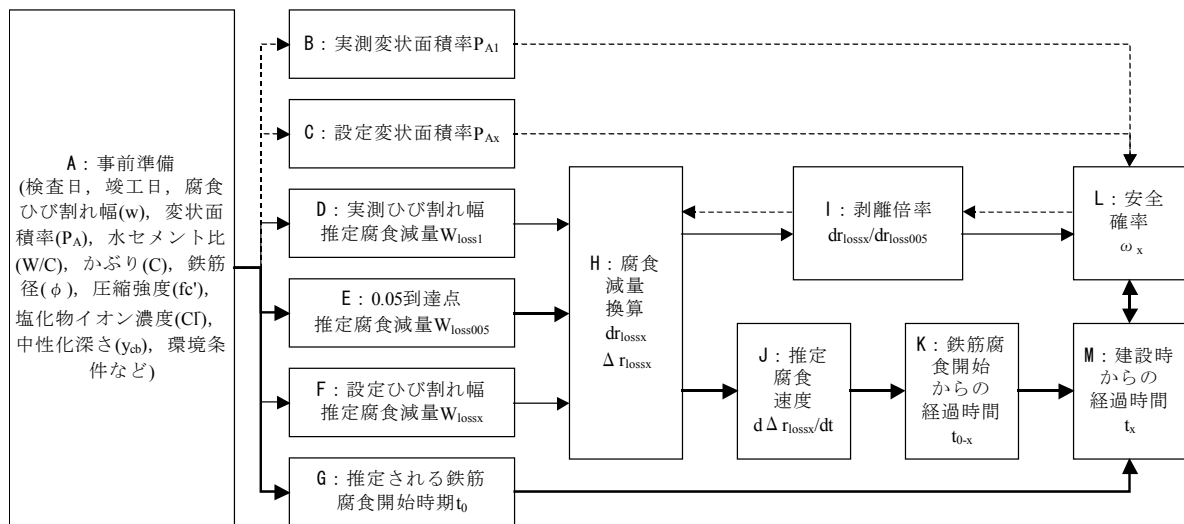
6. 4 剥離ひび割れ予測曲線策定方法

6. 3. 2 で説明したように、剥離ひび割れ予測曲線を得るためには、経過時間(年)とそれに対応する安全確率(ω)を得ることが必要である。この両者の関係を得る手法としては、腐食ひび割れ幅から算出する手法、変状面積率から算出する手法の二つが存在する。

本章では、最初に、剥離ひび割れ予測曲線を算出する手法の基本的なフローを提案し、各ステップについて詳述する。次にこの二つの手法について詳述することとする。

6. 4. 1 剥離ひび割れ予測曲線算出の基本フロー

剥離ひび割れ予測曲線算出の基本フローを図 6. 4. 1 に示す。A から M はフローの各ステップを示している。以下、フローの流れとステップについて詳述する。



※変状面積率から求める場合は破線のフロー，腐食ひび割れ幅から求める場合は実線のフロー，共通は太線のフロー

図 6.4.1 剥離ひび割れ予測曲線算出の基本フロー

1) ステップ A：事前準備

ステップ A は，その構造物の諸元や現在の劣化の状況，環境条件を明確化するための事前調査を示している。

剥離ひび割れ予測曲線を求める際に，腐食ひび割れ幅を用いる場合は，腐食減量(W_{lossx})の算出と，劣化要因から推定される腐食速度($d\Delta r_{loss}/dt$)の算出に必要なパラメータを得ることが目的となる．検査日時点の鉄筋の腐食量(以下，実測腐食減量とする)が得られ，また鉄筋腐食の開始時期が明らかであれば，腐食量を鉄筋腐食開始時点から検査日までの経過時間で除すことで，当該箇所の平均的な腐食速度(以下，実測腐食速度とする)を得ることができる．しかし，実測腐食減量や実測腐食速度を得るためには，かぶりコンクリートを剥ぎ取り，内部の鉄筋の腐食状況を調査(以下，はつり調査とする)する必要がある，また精度の高い測定値を得るためには複数の調査箇所が必要である．

実測腐食減量および実測腐食速度を得ることが困難な場合は，これらを外的要因から推定する．推定腐食減量に必要なパラメータとは，点検結果から得られる腐食ひび割れ幅 w や，構造物諸元である鉄筋径 ϕ ，かぶり C などであり，これは使用する推定腐食減量式によって異なるため，必要なパラメータを採取する．推定腐食速度算出に必要なパラメータは水セメント比 W/C ，塩化物イオン量 Cl^- ，中性化深さ y_{cb} などである．これら推定腐食速度に影響を与える因子は，現地の実構造物から実測することが望ましい．

変状面積率 P_A を用いて剥離ひび割れ予測曲線を求める場合は，打音¹⁰⁾や赤外線カメラ¹¹⁾を用いて，対象の構造部材に発生している変状面積を測定し，総変状面積を得ておく必要がある．また，構造物の図面に不備がある場合は，対象となる構造部位の表面積を実測する．

2) ステップ B : 実測変状面積率を算出

ここでは、事前調査で得られた総変状面積($A_1+A_2+\cdots+A_n$)を対象表面積 A で除して、当該点検時における変状面積率 P_{A1} を算出しておく。

3) ステップ C : 設定変状面積率を設定

剥離ひび割れ予測曲線を描くため、1～99%までの変状面積率 P_{Ax} を設定しておく。設定間隔を細かくすることで、滑らかな剥離ひび割れ予測曲線を描くことができる。

4) ステップ D : 実測ひび割れ幅から推定腐食減量を算出

ステップ D では、実測ひび割れ幅から求まる推定腐食減量 W_{loss1} を算出する。はつり調査を行い、その構造物におけるひび割れ幅と腐食減量の関係が得られている場合は、この関係を用いて実測ひび割れ幅から腐食減量を推定する。実測ひび割れ幅と腐食減量の関係を得ることが困難な場合は、既往の研究からいくつか提案されている腐食減量推定式や、5. 5. 2 で示した式(5.5.2.1)を用いてひび割れ幅から内部の鉄筋の腐食減量を推定する。

5) ステップ E : 0.05 到達点の推定腐食減量の算出

ステップ E は、腐食ひび割れ幅が 0.05mm となる推定腐食減量 $W_{loss0.05}$ の算出を行う。これについても、ステップ D と同様に、実測値や既往の研究、あるいは式(5.5.2.1)を用いて内部の鉄筋腐食減量を推定する。ただし、ステップ D で使用した関係式や予測式とステップ E で使用する式は同一の式を用いる。

6) ステップ F : 設定ひび割れ幅に対応する推定腐食減量を算出

ステップ F では、設定するひび割れ幅から算出される腐食減量 W_{lossx} を複数算出しておく。設定するひび割れ幅のピッチは剥離ひび割れ予測曲線のプロット数により異なるが、0.005～0.3mm 程度まで、0.005mm ピッチでひび割れ幅を設定すれば滑らかな曲線が描ける。

7) ステップ G : 推定される鉄筋腐食開始時期

既設構造物で、すでに腐食ひび割れが発生しており、その箇所の剥離ひび割れ予測曲線を描く場合には、腐食が開始したと推定される過去の時点(t_0)を推定しておく必要がある。また、今後、腐食が懸念される構造物では、将来の腐食開始時期を推定しておく。維持管理標準¹⁾では、鉄筋腐食が開始するまでを潜伏期と規定していることから、鉄筋腐食開始時期は潜伏期の期間を算出することと同じである。腐食開始時期は、はつり調査や非破壊手法²⁾などにより内部の鉄筋の状況を継続的に把握している場合は、その測定値から判断すればよい。中性化や塩害の場合は、現地で実測された値を用いて、劣化が鉄筋腐食発錆限界に到達する時点と腐食開始時期と推定することが望ましい。現地での実測値が得られない場合は、維持管理標準の中性化速度式や塩化物イオン拡散速度式¹⁾を用いて発錆限界に到達する時点と推定しても良い。なお、内部塩害、発錆限界以上の塩化物イオンが含まれる複合劣化の場合は、

コンクリート打設時点から鉄筋腐食が開始していると考えられることから、潜伏期は存在せず、鉄筋腐食開始時期は経過時間 0 年である⁸⁾。

8) ステップ H: 推定腐食減量の換算

腐食ひび割れ幅を用いて剥離ひび割れ予測曲線を算出する場合は、ステップ D, E, F で算出された各推定腐食減量を、それぞれ半径変化量(dr_{lossx})、および断面半径減少量(Δr_{lossx})に換算しておく。換算は式(6.3.3.1)、および式(6.3.3.2)を使用する。

変状面積率を用いて剥離ひび割れ予測曲線を算出する場合は、換算された 0.05 到達点の半径変化量を基準とし、ステップ I から得られる剥離倍率を乗じて、設定変状面積率に対応する半径変化量を算出する。また、これら半径変化量に対応する断面半径減少量を式(3.3.1.2)を用いてそれぞれ算出する。

9) ステップ I: 剥離倍率の算出

腐食ひび割れ幅から剥離ひび割れ予測曲線を描く場合は、ステップ H で算出された dr_{lossx} と $dr_{loss005}$ の比を算出し、これを剥離倍率(γ_{sp})とする。

変状面積率から剥離ひび割れ予測曲線を描く場合は、ステップ L で算出する各安全確率に適合するように剥離倍率を逆算する。具体的には、正規分布を積分して確率を算出する手法^{26, 27)}に準じ、図 6.4.2 に示す剥離倍率の正規化グラフを式(6.4.1.1)に示すように、 γ_{sp} から無限大まで積分し、積分値がステップ L で算出する各安全確率に適合するように、 γ_{sp} を定める。ここで、式中の σ はモデル実験から得られた剥離倍率の標準偏差(0.30)、 μ は剥離倍率の平均値(1.63)である。

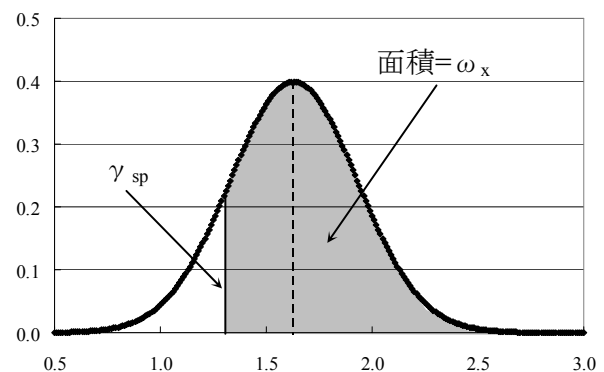


図 6.4.2 剥離倍率の正規化グラフ
($\mu=1.63$, $\sigma=0.30$)

$$\omega_x = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \cdot \sigma} \int_{u=\gamma_{sp}}^{u=\infty} \exp\left(-\frac{(u-\mu)^2}{2 \cdot \sigma^2}\right) du \quad \text{式(6.4.1.1)}$$

10) ステップ J: 推定腐食速度の算出

ステップ J では、鉄筋の腐食速度($d \Delta_{lossx}/dt$)を算出する。はつり調査において平均的な腐食速度が得られたり、電気化学的手法などで鉄筋の腐食速度が精度よく実測できる場合は、この実測値を用いる。実測値が得られない場合は、ステップ A で得られた構造物諸元、鉄筋腐

食の劣化要因から推定腐食速度を算出する。本論では、腐食速度推定式は断面半径減少速度推定式⁸⁾を用いる。他に適切な腐食速度式がある場合は、その適切な式を用いる。

1 1) ステップ K : 鉄筋腐食開始からの経過時間を算出

ステップ H で算出した換算値をステップ J で算出した推定腐食速度式で除し、設定ひび割れ幅や設定変状面積率の推定腐食減量に到達する経過時間(t_{0-x})を算出する。本論では、換算断面半径減少量を断面半径減少推定速度で除して経過時間(年)を算出する。

1 2) ステップ L : 安全確率の算出

ここでは、剥離ひび割れ予測曲線の縦軸の値である安全確率を算出する。腐食ひび割れ幅を用いて剥離ひび割れ予測曲線を求める場合は、ステップ I で算出した各剥離倍率を式(6.4.1.1)の γ_{sp} に代入し、安全確率(ω_x)を求める。変状面積率を用いて剥離ひび割れ予測曲線を求める場合は、安全確率(ω_x)は $100-P_{Ax}$ で算出する。

1 3) ステップ M : 構造物建設時からの経過時間を算出

剥離ひび割れ予測曲線の横軸の値である経過時間を算出する。ステップ K で算出した各経過時間(t_{0-x})とステップ G で算出した経過時間(t_0)を加え、構造物建設時からの経過時間(t_x)を算出する。

最後にステップ M で算出した経過時間とステップ L で算出した安全確率を対応させて図を作成することで、剥離ひび割れ予測曲線を求めることができる。

6. 4. 2 腐食ひび割れ幅を用いた剥離ひび割れ予測曲線

腐食ひび割れ幅を用いて、剥離ひび割れ予測曲線を求める場合のフローを図 6. 4. 3 に示す。各フローのステップの詳細は、6. 4. 1 で説明した基本フローと同一である。

既設構造物において、詳細な点検を行った結果、腐食によるひび割れが確認された場合は、図 6. 4. 3 に示すステップ D～M を使用して剥離ひび割れ予測曲線を求め、さらに、腐食ひび割れ箇所が剥離ひび割れ予測曲線上のどの位置に存在するか診断を行う。この場合は、その変状箇所の剥離ひび割れ予測曲線を描くことになるため、対象部位に複数の腐食によるひび割れが存在する場合は、複数の剥離ひび割れ予測曲線が得られる。また、腐食ひび割れが発生している場合で、点検時点以降の剥離ひび割れ予測曲線のみが必要な場合は、ステップ G を省略し、鉄筋腐食開始からの経過時間と安全確率の関係を求めても良い。

新設構造物や、腐食ひび割れが発生していない既設構造物において、剥離ひび割れ予測曲線を描く場合は、図 6. 4. 3 に示すステップ D は存在しない。この場合は、環境条件や母材コンクリートの諸元などから、設定ひび割れ幅に対応する推定腐食減量を算出して、経過時間と安全確率の関係を求める。

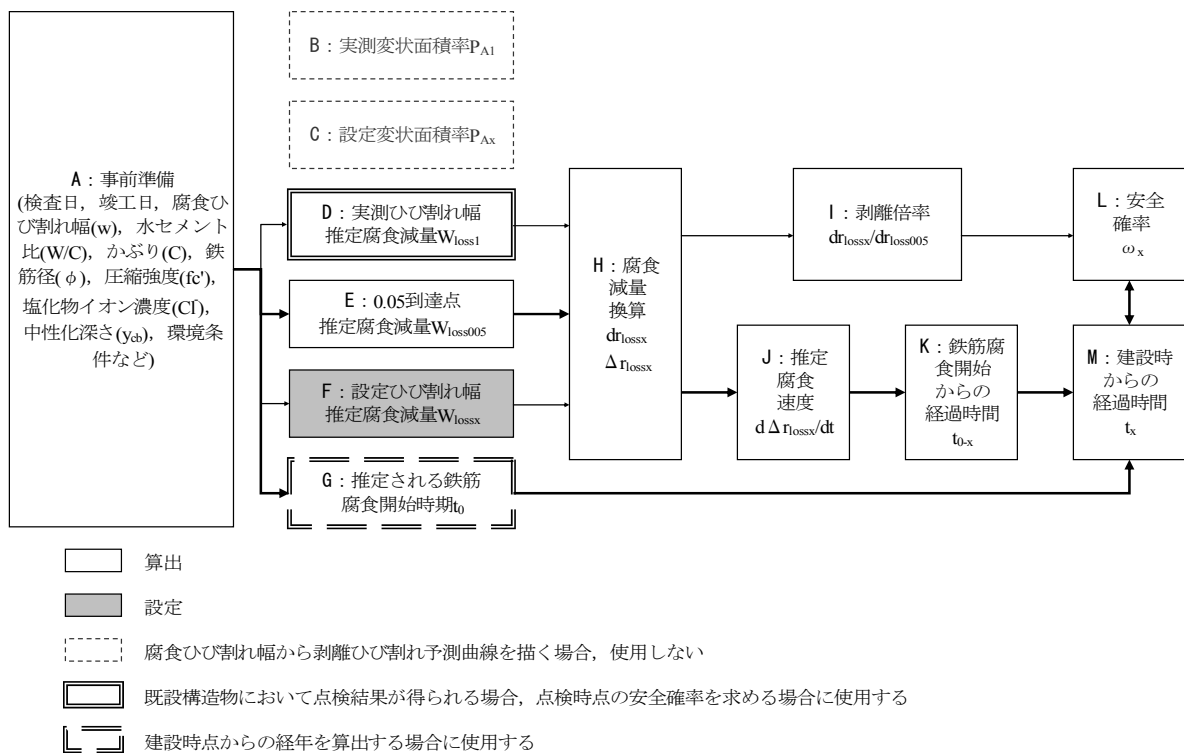


図 6. 4. 3 腐食ひび割れ幅から剥離ひび割れ予測曲線を求めるフロー

6. 4. 3 変状面積率を用いた剥離ひび割れ予測曲線

変状面積率を用いて、剥離ひび割れ予測曲線を求める場合のフローを図 6.4.4 に示す。各フローのステップの詳細は、6. 4. 1 で説明した基本フローと同一である。

既設構造物において、打音¹⁰⁾や赤外線¹¹⁾カメラによる詳細な点検を行った結果、その構造物の対象部位における変状面積率が得られた場合は、図 6.4.4 に示すステップ B, C, E, G および H～M を使用して剥離ひび割れ予測曲線を求め、さらに、点検時が剥離ひび割れ予測曲線上、どの位置に存在するか診断を行う。また、腐食ひび割れ幅から剥離ひび割れ予測曲線を求める場合と同様に、点検時点以降の剥離ひび割れ予測曲線のみが必要な場合は、ステップ G を省略し、鉄筋腐食開始からの経過時間と安全確率の関係を求めても良い。

新設構造物や、腐食ひび割れが発生していない既設構造物において、剥離ひび割れ予測曲線を描く場合は、図 6.4.4 に示すステップ B は存在しない。この場合は、0.05 到達点の推定腐食減量を算出するとともに、設定変状面積率に対応する安全確率、剥離倍率、腐食減量換算値を算出して経過時間を算出し、設定した安全確率との関係を得る。

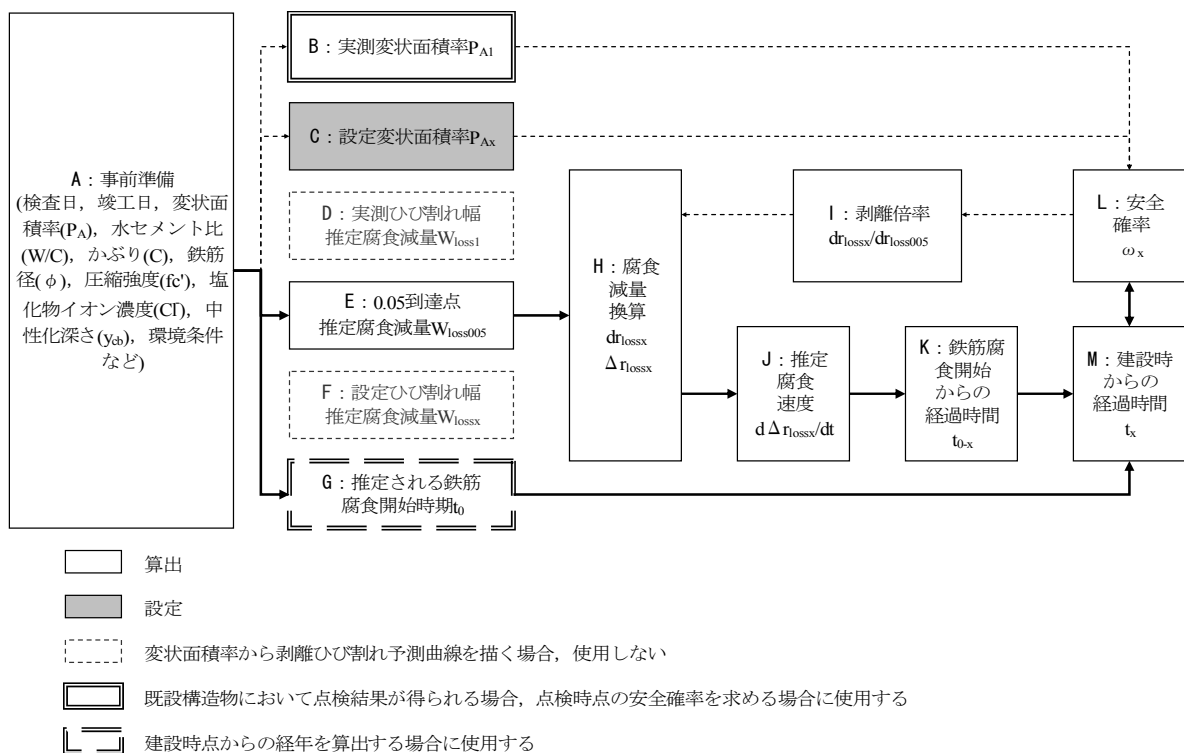


図 6.4.4 変状面積率から剥離ひび割れ予測曲線を求めるフロー

6. 5 剥離ひび割れ予測曲線算出に必要な各種推定式

6. 5. 1 腐食減量推定式

構造物の点検を詳細にかつ継続して行い，はつり調査や精度の良い非破壊手法を用いてその構造物のひび割れ幅と腐食減量の関係が得られている場合は，この関係を用いて腐食ひび割れ幅から腐食減量を推定することが精度の上で最も優れている推定手法といえる．しかし，その構造物固有の腐食ひび割れ幅と腐食減量の関係が得られていない場合は，一般的に提案されている既往の研究の成果を用いて推定することが必要となる．

腐食ひび割れ幅から内部の鉄筋の腐食減量を推定する式は，既往の研究¹²⁾において幾つか提案されている．しかし，表 4.5.2 にも示したが，かぶり表面にひび割れが発生する腐食減量が研究者によって異なるように，コンクリート強度や劣化要因のばらつき，供試体寸法，鉄筋の有無により異なった推定式は異なった値を算出する．ばらつきのほかにも，理論式を補正する実際の鉄筋腐食の前提条件(電食，自然腐食，劣化要因¹²⁾)や，理論式を導出する理論(厚肉円筒，剛体薄肉円筒，有限要素法¹²⁾)が異なることにより，得られる推定式が異なると考えられる．ひび割れ幅から腐食減量を推定する式は，現在でも発展途上であるといえ，さらに研究を進める必要がある．

本章では，2 章で紹介した Q_i ら¹³⁾の腐食減量推定式と，田森ら¹⁴⁾の実験結果の中で本モデル実験の諸元が近い腐食減量推定式(かぶり 2.5cm，鉄筋径 19mm， $w=0.009 \times W_{\text{loss}}+0.030$)，さらに，本論で得られたひび割れ幅から腐食減量を推定する式(5.5.2.1)に安全係数(1.3)¹⁵⁾を乗じた腐食減量推定式の三つを用いて算出された腐食減量を比較検証する．検証方法は実構造物の調査結果で得られた変状面積率から，図 6.4.4 のフローを用いて逆算される調査時点の推定腐食減量と，構造物の環境，諸元を用いて設定する推定腐食速度式から得られる推定腐食減量を比較することとした．

1) 実構造物の概要^{16, 17)}

検証に用いた実構造物は鉄道高架橋の床版部である．この鉄道高架橋は，高度経済成長期に建設された山陽新幹線とほぼ同時期に同様の仕様で設計・施工された在来線の両張出し式複線 2 柱コンクリートラーメン高架橋で，1974 年 3 月に供用開始され，経年約 30 年である．当該高架橋は，複線化工事に伴いそれまでのルートを変更して，海岸から約 400m の位置に総延長 220.7m，2 径間ラーメン 2 連，3 径間ラーメン 6 連の高架橋として建設されたものである(写真 6.5.1)．

当該高架橋は 1990 年に部分的に劣化の兆候が見られたため，部分断面修復と表面保護工による補修が行われた．しかし，その後の点検等で再変状が確認されたため，2000 年に詳細な調査が行われた．表 6.5.1 に，詳細調査結果の中から変状面積率が大きかった床版 A(3 箇所)，B(3 箇所)の結果を示す．なお，表 6.5.1 の塩化物イオン量，中性化深さは，床版中央部でドリル法を用いて試験した複数箇所の平均値である．採取した塩化イオンの分布を見ると，表層部の塩化イオンが少なく，鉄筋部の塩化物イオン量が多く，深部で中間となっており，複



写真 6.5.1 当該鉄道高架橋¹⁷⁾

表 6.5.1 床版 A, B の調査結果¹⁷⁾

床版	圧縮強度※ ¹ fc'(N/mm ²)	ヤング係数※ ² E(kN/mm ²)	かぶり※ ³ C(mm)	中性化 深さ※ ⁴ y _{cb} (mm)	塩化物イオン量※ ⁵ Cl'(kg/m ³)			変状 面積率※ ⁶ PA(%)
					表層	鉄筋	深部	
A-1	21.1	23.4	35	21.4	0.04	1.34	0.77	32
A-2								19
A-2								16
B-1	22.9	24.1	35	27.0	0.46	1.34	0.92	16
B-1								26
B-1								27

※1 コア採取による実圧縮強度測定, ※2 圧縮強度から CEB モデルで算出, ※3 設計値, ※4 フェノールフタレイン法, ※5 かぶり表面から 0~20mm を表層, 20~40mm を鉄筋, 80~100mm を深部, ※6 打音点検から得られた変状面積と床版面積の比率

合劣化の特徴である塩化物イオンの移動濃縮現象が伺える。中性化残り(かぶりと中性化深さの差)は床版 A で 13.9mm, 床版 B で 8.0mm であり, 15mm 以下で鉄筋腐食が始まる複合劣化の兆候^{8, 10)}とも合致する。ここから, 当該高架橋は複合劣化により鉄筋が腐食していると判断した。また, 深部の塩化物イオン量は, 中性化の影響を受けないと考えられるため^{8, 10, 19)}, 深部の塩化物イオン量を建設当時に混入されていた塩化物イオン量と判断した。さらに, 1990 年に表面保護工が施されているため, 1974 年から 1990 年までの 16 年間は, それぞれの中性化深さまで進み, 1990 年から詳細調査の 2000 年までは, 塩化物イオンの濃縮は進まなかつ

たものと推定した。なお、当該高架橋は、調査結果に基づき、将来的な耐荷力低下防止や、劣化因子の除去を目的に、2001年から2004年にかけて、改めて全断面修復を主体とする補修対策が行われてきた。

2) 検証方法

2-1) 変状面積率から算出した推定腐食減量

図 6.4.4 のステップ B, L に則り、安全確率(ω , %)は、変状面積率の相補で算出した。

$$\omega = 100 - P_A$$

$$\omega(A-1)=68\%, \quad \omega(A-2)=81\%, \quad \omega(A-3)=84\%$$

$$\omega(B-1)=84\%, \quad \omega(B-2)=74\%, \quad \omega(B-3)=73\%$$

剥離倍率(γ_{sp} , 倍)は、図 6.4.4 のステップ I に則り、式(6.4.1.1)を用いて、それぞれ安全確率 ω が得られる値を逆算した。

$$\gamma_{sp}(A-1)=1.49 \text{ 倍}, \quad \gamma_{sp}(A-2)=1.37 \text{ 倍}, \quad \gamma_{sp}(A-3)=1.33 \text{ 倍}$$

$$\gamma_{sp}(B-1)=1.33 \text{ 倍}, \quad \gamma_{sp}(B-2)=1.44 \text{ 倍}, \quad \gamma_{sp}(B-3)=1.45 \text{ 倍}$$

0.05 到達点の推定腐食減量は、図 6.4.4 のステップ E に則って算出した。ここでは、三種類の腐食減量推定式を用いる。田森らの式の算出値を W_{loss1} 、Qi らの式の算出値を W_{loss2} 、式(5.5.2.1)に安全係数を乗じて算出される値を W_{loss3} とする。下記に算出式を示す。なお、Qi らの式では、他二式と条件を合わせるため、鉄筋の密度 $\rho_s=7.85\text{mg/mm}^3$ 、鉄の腐食膨張倍率 $\gamma=2.5$ 倍、鉄筋径 $\phi=20\text{mm}$ とし、算出される値を 100 倍し、 mg/cm^2 に換算した。

$$W_{loss1} = 111 \times w + 3.33 \quad \text{式(6.5.1.1)}$$

$$W_{loss2} = \frac{\rho_s}{\pi(\gamma-1)} \left[\alpha_0 \beta_0 \frac{0.22 \{ (2C + \phi)^2 + \phi^2 \}}{E(C + \phi)} f_c^{2/3} + \alpha_1 \beta_1 \frac{(C + \phi)}{(5C + 3\phi)} w \right] \times 100 \quad \text{式(6.5.1.2)}$$

$$W_{loss3} = (2.98C + 13.2) e^{(0.007C^2 - 0.493C + 11.2)} w \quad \text{式(6.5.1.3)}$$

式(6.5.1.1)～式(6.5.1.3)で算出された床版 A, 床版 B の 0.05 到達点($w=0.05$)の腐食減量を図 6.4.4 のステップ H に則り、式(6.3.3.1)を使用して半径変化量に変換する。変換された半径変化量に算出された剥離倍率($\gamma_{sp}(A, B)$)を乗じる。乗じた半径変化量を再度、式(3.3.1.2)と式(3.3.1.4)を用いて、調査時点の推定腐食減量に換算した。変状面積率から算出した調査時点での推定腐食減量を表 6.5.2 に示す。

表 6.5.2 変状面積率から算出した推定腐食減量

床版	W_{loss1} (mg/cm ²)	γW_{loss1} (mg/cm ²)	W_{loss2} (mg/cm ²)	γW_{loss2} (mg/cm ²)	W_{loss3} (mg/cm ²)	γW_{loss3} (mg/cm ²)
A-1	8.88	13.2	14.7	21.9	133	198
A-1		12.2		20.1		182
A-1		11.8		19.6		177
B-1	8.88	11.8	14.7	19.6	133	177
B-1		12.8		21.1		192
B-1		12.9		21.3		193

2-2) 推定腐食速度から算出した推定腐食減量

床版 A, 床版 B で得られた中性化深さから, 中性化速度式($y_{cb} = b\sqrt{t}$)¹⁾を用いて, 中性化速度係数(b)を算出した。

$$b = y_{cb}^2 / t$$

$$b(A) = 5.35, \quad b(B) = 6.75$$

コンクリート標準示方書[施工編]¹⁸⁾によれば, 内的塩化物イオン量が 1.2kg/m³ 以下であれば, 鉄筋は腐食しないと言われている。当該高架橋の場合, 深部の塩化物イオン量は 1.2kg/m³ 以下(表 6.5.1)であることから, 建設時からの中性化残りが 15mm となるまでの間の内的塩害による鉄筋腐食は無視しえると判断した。中性化残りが 15mm となった経年を算出した。

$$t_0(A) = 13.8 \text{ 年}, \quad t_0(B) = 8.8 \text{ 年}$$

$$t_x(A) = 1974 \text{ 年} + t_0(A) = 1988 \text{ 年}$$

$$t_x(B) = 1974 \text{ 年} + t_0(B) = 1983 \text{ 年}$$

本検証では, 笹渕ら²⁰⁾が報告している複合劣化の腐食速度(dW_{loss}/dt , mg/cm²/年)を使用する。下記の腐食速度式を用いる。

$$\frac{dW_{\text{loss}}}{dt} = \frac{78}{\sqrt{C}} (0.578\text{Cl}^- + 0.023\text{W/C} - 1.52) \quad \text{式(6.5.1.4)}$$

ここで, Cl⁻は, 鉄筋近傍の塩化物イオン量である。表 6.5.1 の諸元と, 構造物諸元 W/C=55% を代入する。なお, 床版 A, B ともにかぶり 35mm, 鉄筋近傍の塩化物イオン量 1.34kg/m³ があるので, 腐食速度は同一値(dW_{loss}/dt)となる。

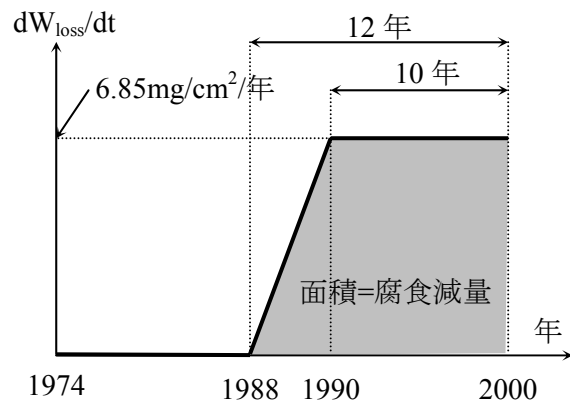
$$dW_{\text{loss}}/dt=6.85\text{mg}/\text{cm}^2/\text{年}$$

当該鉄道橋の腐食速度を図 6.5.1 に示すようにモデル化する．本モデルでは，内的塩害による鉄筋腐食は無視しえと設定したことから，中性化残りが 15mm となった時点から，塩分の移動濃縮による鉄筋腐食が開始すると仮定した．1990 年の表面保護工による補修以降は，塩分の移動濃縮が停止し，塩化物イオンの再拡散は無視し，腐食速度は一定になると仮定した．なお，腐食開始時点から表面保護工による補修時期までの間の腐食速度は，線形モデルとした．

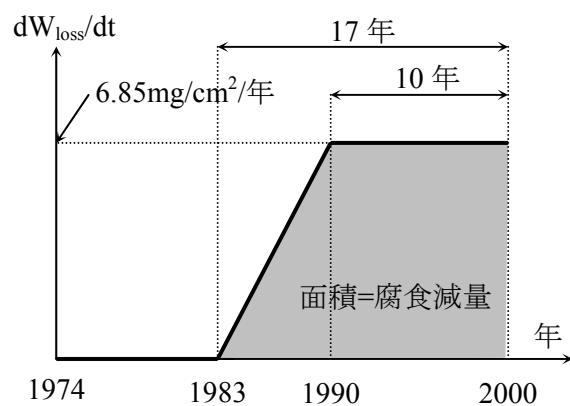
腐食減量は，腐食速度と腐食期間を乗じると求められる．すなわち，図 6.6.1 に示した面積が腐食減量である．床版 A，床版 B の腐食減量($W_{\text{loss}}(\text{A})$ ， $W_{\text{loss}}(\text{B})$)を算出する．

$$W_{\text{loss}}(\text{A})=(10+12)\times 6.85/2=75.4\text{mg}/\text{cm}^2$$

$$W_{\text{loss}}(\text{B})=(10+17)\times 6.85/2=92.5\text{mg}/\text{cm}^2$$



a) 床版 A のモデル



b) 床版 B のモデル

図 6.5.1 腐食速度と経年のモデル図

3) 腐食減量推定式の検証

推定腐食速度から算出した推定腐食減量($W_{\text{loss}}(\text{A})$ ， $W_{\text{loss}}(\text{B})$)を，変状面積率から算出した推定腐食減量($\gamma W_{\text{loss}1}$ ， $\gamma W_{\text{loss}2}$ ， $\gamma W_{\text{loss}3}$)で除した値を表 6.5.3 に整理して示す．

表 6.5.3 を見ると，腐食速度式から算出した値は，田森らの式算出値の 5～7 倍，Qi らの

表 6.5.3 推定腐食減量の比較

床版	$W_{\text{loss}}(\text{A,B})/\gamma W_{\text{loss}1}$	$W_{\text{loss}}(\text{A,B})/\gamma W_{\text{loss}2}$	$W_{\text{loss}}(\text{A,B})/\gamma W_{\text{loss}3}$
A-1	5.71	3.44	0.38
A-2	6.18	3.75	0.41
A-3	6.39	3.85	0.43
B-1	7.84	4.72	0.52
B-2	7.23	4.38	0.48
B-3	7.17	4.34	0.48

式算出値の 3～5 倍、補正した式(5.5.2.1)算出値の 0.3～0.5 倍程度となった。ここで、笹渕らの腐食速度式を検証した文献¹²⁾によれば、笹渕らの式から算出される腐食減量は、実際の鉄筋腐食の 1～4 倍程度大きいと報告されている。すなわち、実際の腐食減量は笹渕らの式から算出される腐食減量 1/4～1/1 と考えられる。 $W_{\text{loss}}(A)$, $W_{\text{loss}}(B)$ の 1/4～1/1 倍に最も近い推定腐食減量は、表 6.5.2 から $\gamma W_{\text{loss}2}$ であると言える。ここから、今回検討した 3 つの式の中では、腐食減量推定式として Qi らの式が適切であると判断した。

6. 5. 2 腐食速度推定式

ひび割れ幅から腐食減量を推定する場合と同様に、腐食速度も当該構造物においてはつり調査や非破壊手法によってその構造物固有の腐食速度を設定し、使用することが、維持管理方針を策定する上で最も精度が高いといえる。しかし、実構造物からの腐食速度が得られない場合は、既往の研究を元に腐食速度を推定する必要がある。

腐食減量推定式と同様に、腐食速度推定式は劣化要因により様々な式が提案されている。維持管理標準¹⁾では、かぶり表面にひび割れが生じてからかぶりの浮きが生じるまでを加速期前期と設定している。本章では、剥離ひび割れ予測曲線を描くことを主眼としていることから、剥離ひび割れが生じる加速期後期以降の腐食速度は省略し、加速期前期までの腐食速度を設定することとする。

腐食速度推定式は、劣化要因ごとに既往の研究を整理し、自らの実験結果を含めて補正した鳥取の論文⁸⁾で提案している腐食速度式(以下、鳥取式と呼ぶ)を使用する。以下に鳥取式と、その要約を示す。鳥取式では、腐食速度は断面半径の減少速度を示しているので、速度式は $d\Delta r/dt(\text{mm}/\text{年})$ で示す。なお、式中では、 C : かぶり(mm), Cl^- : 初期塩化物イオン量(kg/m^3), W/C : 水セメント比(%)とする。

1) 中性化の場合

鳥取式では、既往の研究を整理し、中性化残りが 10mm となった時点から鉄筋腐食が開始するとしている。進展期、加速期前期の腐食速度推定式($d\Delta r_1/dt$)を式(6.5.2.1)で表している。

$$\frac{d\Delta r_1}{dt} = 3.0 \times 10^{-3} \quad \text{式(6.5.2.1)}$$

2) 内的塩害の場合

内的塩害の劣化過程には潜伏期は存在せず、進展期から始まる。鳥取式では建設時点から加速期前期までの腐食速度推定式($d\Delta r_2/dt$)は式(6.5.2.2)で表している。なお、塩化物イオン量が $1.2\text{kg}/\text{m}^3$ 以下の場合は、腐食速度は 0 とする。

$$\frac{d\Delta r_2}{dt} = \frac{10^{-3}}{\sqrt{C}} (7.71\text{Cl}^- + 0.503\text{W/C} - 40.6) \quad \text{式(6.5.2.2)}$$

3) 複合劣化の場合

複合劣化の場合、中性化残りが 15mm となった時点から腐食速度が急激に大きくなると言われている^{8, 10, 19)}。本論では、中性化残りが 15mm 以上存在する場合を複合劣化前期、15mm 以下となった場合を複合劣化後期と定義する。本論の複合劣化では、内的塩害と中性化の複合劣化を取り扱うので、内的塩害と同様、潜伏期は存在しない。複合劣化前期は、内的塩害の腐食速度式($d\Delta r_2/dt$: 式(6.5.2.2))を用いる。複合劣化後期は、笹渕らの腐食速度式を鳥取が整理・修正した式($d\Delta r_3/dt$: 式(6.5.2.3))を用いる。

$$\frac{d\Delta r_3}{dt} = \frac{10^{-3}}{\sqrt{C}} (19.34\text{Cl}^- + 0.748\text{W/C} - 49.4) \quad \text{式(6.5.2.3)}$$

4) 外的塩害の場合

鳥取式の場合、外的塩害においては、鉄筋付近の塩化物イオン量が 1.2kg/m^3 に到達した時点から鉄筋腐食が開始するとしている。進展期、加速期前期の腐食速度推定式($d\Delta r_4/dt$)を式(6.5.2.4)で表す。

$$\frac{d\Delta r_4}{dt} = 35 \times 10^{-3} \quad \text{式(6.5.2.4)}$$

6. 5. 3 腐食開始時期推定式

鉄筋腐食開始時期についても、実構造物の継続的な詳細調査に基づいて設定することが最も適切であるといえる。しかし、一般的に構造物の劣化を考える場合、劣化の兆候が現れてから詳細調査を行うことが多く、鉄筋腐食開始時期は過去のある時期を既往の研究を用いて推定する場合が多いといえる。本論では、維持管理標準¹⁾を適用して鉄筋腐食開始時期を推定することとする。

中性化と外的塩害の場合は潜伏期が存在し、進展期に入ると鉄筋腐食が開始するといわれている¹⁾。また、複合劣化の場合は、中性化深さがある一定値となった時点で腐食速度が変化すると考えられる。鉄筋腐食の開始時期については、数多くの研究者が実験的・解析的研究を行っており、メカニズムや開始時期の算出に大きな成果を挙げている。

1) 中性化の腐食開始時期

劣化要因が中性化の場合、中性化残りが 10mm となった時点で鉄筋腐食が開始するとする。維持管理標準の中性化予測式を適用するが、本論では、母材コンクリートに混和材を混入していない一般的なコンクリート(Ad=0)で検討する。下記の式で、中性化残りが 10mm となる腐食開始時期(t_{cb} , 年)を算出する。

$$t_{cb} = \left\{ \frac{C-10}{R(-3.57+9.0W/C)} \right\}^2 \quad \text{式(6.5.3.1)}$$

2) 複合劣化の腐食速度変化時期

劣化要因が複合劣化の場合、中性化残りが 15mm となった時点で腐食速度が変化することから、複合劣化前期と複合劣化後期の境界の時期(t_{co} , 年)は中性化の腐食開始時期算出式と同様に、式(6.5.3.2)とする。

$$t_{co} = \left\{ \frac{C-15}{R(-3.57+9.0W/C)} \right\}^2 \quad \text{式(6.5.3.2)}$$

3) 外的塩害の腐食開始時期

劣化要因が外的塩害の場合、鉄筋近傍の塩化物イオン濃度が 1.2kg/m^3 となった時点で鉄筋腐食が開始するとする。維持管理標準¹⁾の塩化物イオンの拡散予測式を適用する。拡散予測式は式中に誤差関数を含むため、直接、腐食開始時期(t_{cl} , 年)を算出することは困難である。そこで、鉄筋近傍の塩化物イオン濃度が 1.2kg/m^3 となるように t_{cl} を各種設定し、逆算する手法で腐食開始期間 t_{cl} を求める。

$$1.2 = C_0 \left(1 - \operatorname{erf} \frac{C}{2\sqrt{D \cdot t_{cl}}} \right) \quad \text{式(6.5.3.3)}$$

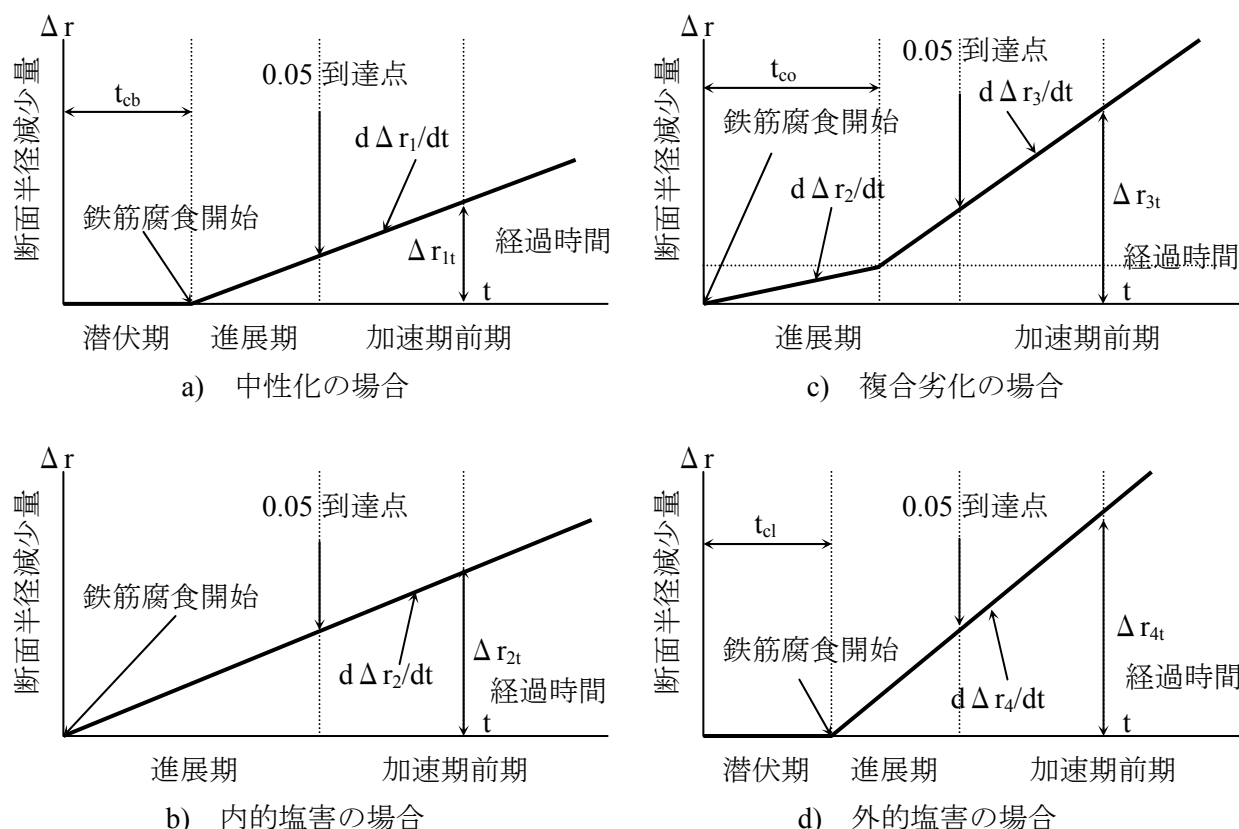


図 6.6.1 経過時間と断面半径減少量の関係略図

6. 6 剥離ひび割れ予測曲線算出シミュレーション

6. 6. 1 鉄筋腐食モデル

6. 5. 3 で整理した腐食速度式を用いて、本論では各劣化要因の断面半径減少量の経時変化を図 6.6.1 のようにモデル化する。図 6.6.1 の、各図の直線の傾きは、断面半径減少速度($d\Delta r/dt$)を示している。劣化要因が中性化の場合は、経過時間 t_{cb} で鉄筋腐食が開始する。複合劣化の場合は、経過時間 t_{co} まで複合劣化前期、すなわち内の塩害として鉄筋腐食がすすみ、 t_{co} 以降は複合劣化後期として鉄筋が腐食する。外的塩害の場合は、経過時間 t_{cl} で鉄筋腐食が開始する。鉄筋腐食が開始した後は、腐食速度($d\Delta r/dt$)で腐食が進み、ある経過時間 t で断面半径減少量は Δr になるとする。

6. 6. 2 シミュレーションの前提条件

シミュレーションの構造物諸元、コンクリートの条件は一般的な山陽新幹線の高架橋の床版部をモデルとした。表 6.6.1 に諸元を示す。かぶりは、標準的な設計かぶり 25mm に加え、これより小さな場合として 15mm、大きな場合として 35mm と設定した。北後¹⁹⁾が報告している山陽新幹線の調査結果によると、設計コンクリート圧縮強度は 23.6N/mm^2 であり、設計水セメント比は 53～54%である。ただし、北後¹⁹⁾は実構造物の中性化深さ測定結果から、当

表 6.6.1 シミュレーションの諸元

劣化 要因	W/C	fc'	E	C	ϕ	Cl ⁻	C ₀	D	R	γ	ρ_s
中性化	60	24	24.5	15, 25, 35	20	-	-	-	1.6	2.5	7.85
内的塩害	60	24	24.5	15, 25, 35	20	1.5	-	-	-	2.5	7.85
複合劣化	60	24	24.5	15, 25, 35	20	1.5	-	-	1.6	2.5	7.85
外的塩害	60	24	24.5	15, 25, 35	20	-	2.0	10.5	-	2.5	7.85

W/C：水セメント比(%), fc'：コンクリート圧縮強度(N/mm²), E：ヤング係数(kN/mm²), C：かぶり(mm), ϕ ：鉄筋径(mm), Cl⁻：初期塩化物イオン量(kg/m³), C₀：コンクリート表面の塩化物イオン濃度(kg/m³), D：塩化物イオンの拡散係数(cm²/年), R：環境の影響を表す係数, γ ：鉄の腐食膨張倍率(倍), ρ_s ：鉄筋の密度(mg/mm³), -：使用しない

時の水セメント比は 63.2%であった可能性を指摘している．ここから，今回のシミュレーションでは，コンクリートの圧縮強度を 24N/mm²，水セメント比を 60%とした．また，鳥取が報告している山陽新幹線の初期に混入していたと考えられる塩化物イオン量は，幅が 0～2.88kg/m³であり，平均値 0.97kg/m³である²¹⁾．コンクリート標準示方書[施工編]¹⁸⁾によると，塩化物イオン量が 1.2kg/m³以下では内的塩害は生じないとされていること，および山陽新幹線の塩化物イオン量の範囲を考慮し，今回のシミュレーションでは塩化物イオン量を 1.5kg/m³と設定した．また，外的塩害の場合は，海岸から 500mm 離れた高架橋を仮定し，維持管理標準¹⁾を参照し，コンクリート表面の塩化物イオン量を 2.0kg/m³と設定した．

今回のシミュレーションでは，図 6.4.3 に示した腐食ひび割れ幅から剥離ひび割れ予測曲線を求める手法を適用した．ステップは E～M までを用いた．最初に，式(6.5.1.2)に表 6.6.1 の諸元を代入し，ひび割れ幅(0.005～0.300mm まで 0.005 ピッチ)に対応する推定腐食減量(W_{lossx})を算出した(ステップ E, F)．次に，各ひび割れ幅の推定腐食減量を半径変化量(dr_{lossx})と，断面半径減少量(Δr_{lossx})に換算した(ステップ H)．換算した各半径変化量(dr_{lossx})をひび割れ幅 0.05mm に対応する半径変化量(dr_{loss005})で除し，剥離倍率(γ_{sp})を算出した(ステップ I)．この剥離倍率から，式(6.4.1.1)を使用して安全確率を算出した(ステップ L)．

今回のシミュレーションでは，剥離ひび割れ予測曲線の横軸の経過時間は，単位を経年(年)とする．中性化，外的塩害の場合は，式(6.5.3.1)と式(6.5.3.3)を用いて潜伏期の期間($t_0=t_{cb}$, t_{cl})を算出した(ステップ G)．これらの劣化要因の経年(t_x)は，各ひび割れ幅の断面半径減少量(Δr_{lossx})を式(6.5.2.1)～式(6.5.2.4)で算出される推定腐食速度($d\Delta r/dt$)で除して鉄筋腐食発生時点からの経年(t_{0-x})を算出し(ステップ K)，この経年に潜伏期の期間(t_0)を加えて経年(t_x)とした(ステップ M)．また，複合劣化の場合は腐食速度の変化点($t_0=t_{co}$)を式(6.5.3.2)を用いて算出した．経年は，腐食速度の変化点($t < t_0$)まで内的塩害と同一の推定腐食速度で進行し，変化点以降($t > t_0$)は複合劣化の推定腐食速度で鉄筋腐食が進行するとし，この両断面半径減少量の合計が各ひび割れ幅の断面半径減少量(Δr_{lossx})となる経年(t_x)を算出した(ステップ M)．

6. 6. 3 シミュレーション結果

経年と安全確率の関係を劣化要因ごとに整理した図を図 6.6.2 に、またかぶりごとに整理した図を図 6.6.3 に示す。なお、グラフ形状を明確化するため、劣化要因ごとに横軸である経年を変化させている。

1) かぶりの影響に対する考察

図 6.6.2 を見ると、経年と安全確率の関係は、基本的逆 S 字曲線となることがわかる。すなわち、安全確率が高い場合は、経年に対する安全確率の低下程度(以下低下傾きと呼ぶ)は比較的小さいが、経年が進むにつれて低下傾きが大きくなり、さらに進むと低下傾きが減少する傾向となった。これは、図 6.4.2 に示した正規分布の形状が大きく影響しているためである。すなわち、剥離倍率が小さな段階では、剥離倍率の変化に対して正規分布の面積積分は大きく変化しないが、剥離倍率が平均値(1.63)に近づくにつれ、面積積分は大きく変化ようになる。この影響を受けて、経年と安全確率の関係は、逆 S 字となった。なお、特に中性

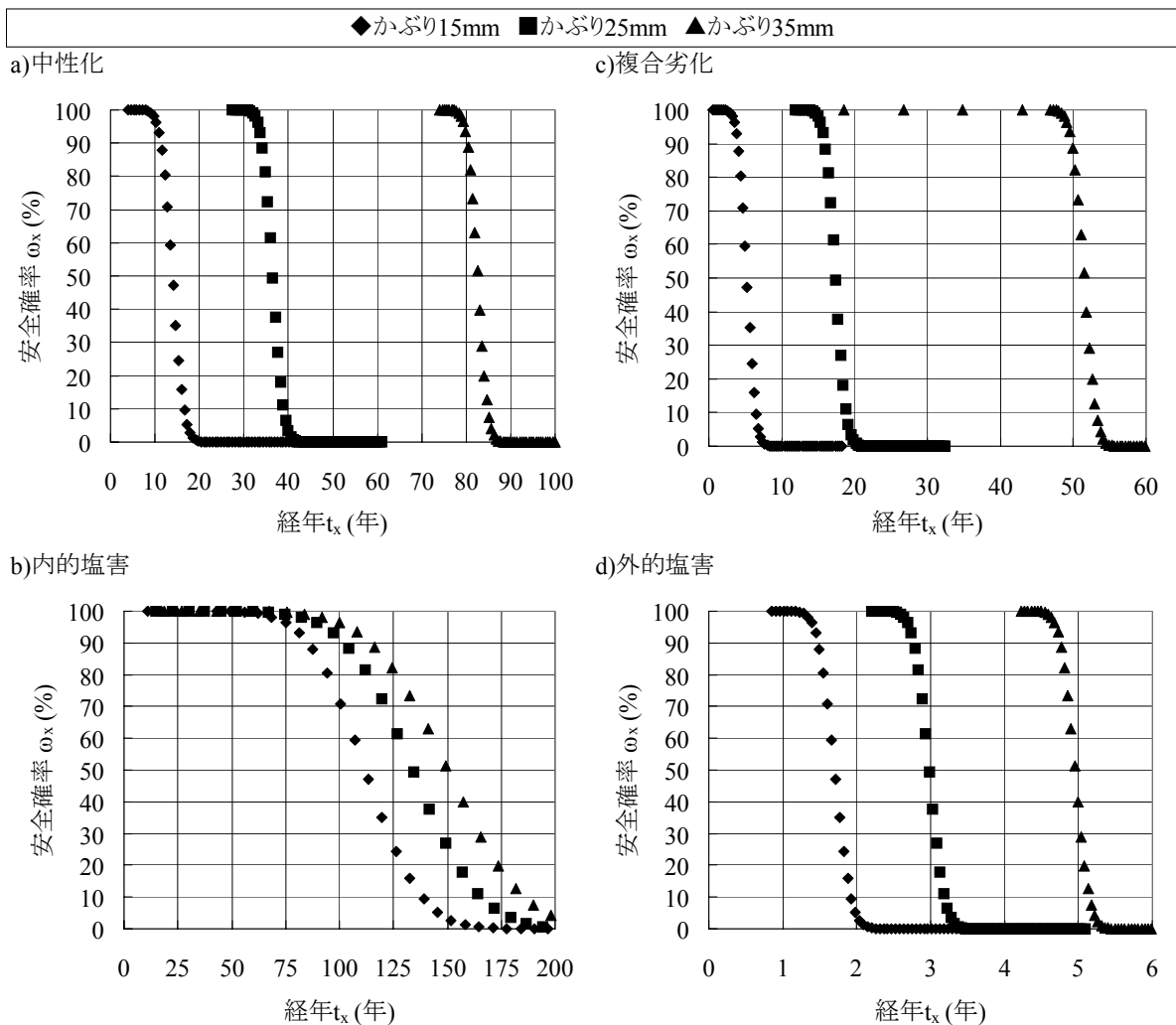


図 6.6.2 劣化要因ごとの経年と安全確率の関係

化、外的塩害において、安全確率の低下傾きは、かぶりによらず、すべて同じ傾きを示すように見えるが、これは、設定した腐食速度が大きく、経年に対して低下傾きが大きいためである。

逆 S 字の関係は、安全確率はある経年を過ぎると急激に低下することを意味している。実構造物においてこの関係を考えると、安全確率の相補が変状面積率であるため、変状面積率が小さな場合は、経年に対して大きく変状面積率が変化することはないが、ある時期を過ぎると変状面積率は急激に増加することを意味している。つまり、変状面積率は経年に対して非線形の関係を持ち、経年に対する変状面積率の増加が小さくても、ある時期に急激に変状面積率が増加、すなわち、見た目上、急激に劣化がすすんだように見える可能性を示唆している。ここから、第三者損傷防止のためには、定期的な点検が必要であり、併せて本論で示す剥離ひび割れ予測曲線を求めておくことで、急激に安全確率が低下する時期を予測しておくことが重要であると考えられる。

本論では、中性化、外的塩害による鉄筋腐食開始時期を式(6.5.3.1)、式(6.5.3.3)で算出している。これらの式では、かぶりによって鉄筋腐食開始時期が異なるので、その結果、経年に対する逆 S 字のグラフの始点が異なった。かぶりが大きい場合、劣化要因に対する抵抗性が高いと言われているが、今回のシミュレーションでもかぶりが大きい方が鉄筋腐食の開始時期が遅れた。ここから、構造物の設計時にかぶりを大きくしておくことは、構造物の耐久性が増し、第三者損傷の観点からも望ましいといえ、かぶりの重要性について再確認できた。

図 6.6.2 を見ると、鉄筋腐食開始後、中性化では概ね 5～7 年以内に、外的塩害では概ね 1 年以内に安全確率が急落し 80%を下回る。本論のシミュレーション条件で、安全確率 80%と補修の目安とすれば、劣化要因が中性化の場合は、鉄筋腐食が開始したと考えられる時点から概ね 5～7 年以内に何らかの第三者損傷防止措置を施す必要がある。また、外的塩害の場合は、腐食速度が大きく、劣化が開始してから急速に安全確率が低下するため、鉄筋腐食開始時期を見誤らないとともに、腐食が開始したと推定される場合は早急に第三者損傷防止措置をとることが推奨される。

内的塩害の場合は潜伏期が存在しないため、建設時点から鉄筋腐食が進行する。シミュレーション結果では、初期塩化物イオン量が 1.5kg/m^3 と比較的少ないため、4 種類の劣化の中で腐食速度が最も小さくなった。このため、他 3 種類のひび割れ剥離予測曲線と比較すると、経年に対する安全確率の低下が緩やかとなった。内的塩害においてもかぶりが大きくなるにつれて、安全確率が低下し始める経年が大きくなった。本シミュレーション結果を適用した場合、内的塩害の場合は、安全確率が顕著に低下し始めるのは、概ね 75 年以降であり、安全確率が 80%を下回るのは経年 95 年以降である。また、かぶりが大きければその低下傾向は緩やかであると言える。対象箇所の環境条件や維持管理者の考え方にもよるが、内的塩害で劣化する構造物は経年 75 年以降の適切な時期に第三者損傷対策を施せばよいと考えられる。

今回使用した構造物諸元、推定腐食速度式においては、複合劣化後期の場合、腐食速度は外的塩害に続いて二番目に大きく算出される。図 6.6.2 のかぶり 35mm の結果を見ると、複合劣化の前期では内的塩害と同じような曲線となっているが、複合劣化後期では急速に安全

確率が低下する傾向が見られる。複合劣化では、前期・後期の境界を中性化残りが 15mm となった時点としたため、かぶりが大きな方が、安全確率が低下し始める経年が大きい結果となった。また、安全確率が 80%を下回る経年は、鉄筋腐食開始から概ね 5 年間以内であることがわかる。中性化、外的塩害と同様に、安全確率 80%を補修の目安と考えれば、複合劣化の場合は、中性化残りが 15mm に到達した時点から 5 年間以内に第三者損傷防止を施す必要があることがわかる。

今回のシミュレーションは山陽新幹線のコンクリートを参考に設定した。山陽新幹線の実測かぶりは、平均で $30.9\text{mm}^{21)}$ であることから、剥離ひび割れ予測曲線は図 6.6.2 の c)において、かぶり 25mm と 35mm の範囲にあると考えられる。図を見ると、このかぶりの範囲において、安全確率が低下し始める経年は約 15 年から 45 年で、安全確率が 80%となる経年は約 16 年から 50 年であることがわかる。山陽新幹線は、1980 年代からかぶり表面の浮きや、ひび割れの変状が見られ、2000 年代から集中的に補修を行ってきている。これは、経年で考えると、約 8~28 年に相当し、今回のシミュレーションにほぼ合致すると考えられる。

2) 劣化要因の影響に対する考察

図 6.6.3 に示したかぶりごとの経年と安全確率の関係を見ると、すべてのかぶりにおいて内的塩害の安全確率の低下傾きが最も穏やかで、続いて中性化、複合劣化、外的塩害の順序となっている。また、今回は初期塩化物イオン量を 1.5kg/m^3 と設定したが、さらに大きな塩化物イオン量を設定すれば、内的塩害の腐食速度が大きくなり、内的塩害と中性化の低下傾きは逆転する。また、さらに大きな初期塩化物イオン量を設定すると、複合劣化においては複合劣化前期の段階で大きな腐食量が発生し、複合劣化ではなく内的塩害で安全確率の低下が始まると考えられる。本論では、図 6.6.1 に示す直線モデルを用いてシミュレーションを行ったが、実際の鉄筋腐食は簡単な直線で示されるモデルではなく、複雑なモデルであると推定される。腐食速度が異なる設定を行えば、図 6.6.3 は異なる形状になることから、ひび割れ予測曲線の汎用性向上のため、腐食速度の研究をさらに進める必要がある。

安全確率の低下傾きは、設定した腐食速度の順と同一となることから、腐食速度が大きいほど安全確率の低下傾きが大きくなり、逆 S 字曲線の横幅が狭くなるといえる。第三者損傷防止の観点から言えば、腐食速度が大きい場合は、安全確率の低下が速く、頻繁な点検と早急な対策が必要であることを示している。すなわち、第三者損傷防止には、その構造物の鉄筋腐食開始時期と腐食速度の把握が重要であり、これに基づいて剥離ひび割れ予測曲線を描いておく必要がある。

中性化と内的塩害を比較した場合、安全確率が低下し始める経年は、かぶり 15mm, 25mm においては、中性化が早く、かぶり 35mm ではほぼ同時となった。安全確率が低下し始める経年をそろえるため、今回の条件において初期塩化物イオン量のみを変化させると、かぶり 15mm で 2.4kg/m^3 , 25mm で約 1.8kg/m^3 となった。それぞれの経年は 10 年, 33 年, 80 年である。大気中に暴露されているコンクリート構造物は、初期塩化物イオンが存在する場合、中性化と内的塩害の複合劣化となるため、内的塩害のみを考えるのは適切ではない。上記で示

した塩化物イオン量，経年は，例えば実験室レベルにおいて供試体を作成し，中性化と内的塩害の劣化の進行程度を予測するときには，参考になると考えられる。

図 6.6.3 に示したように，劣化要因によって安全確率が低下する傾きが異なることは，実構造物の点検において重要な意味を持つ。これは，構造物を点検した結果，同じ変状面積率であっても，劣化要因によってその後の剥離ひび割れ予測曲線が異なるからである。対象構造物が今回のシミュレーションと同等の諸元を持ち，かぶりが 25mm であると仮定する。点検の結果，鉄筋腐食による幅 0.05mm の軸方向ひび割れが発生していることが確認されたとする。この場合，その変状箇所の安全確率は 98% と算出される。劣化要因が中性化の場合，安全確率 98% に相当する経年は 32.5 年であり，安全確率 72% に相当する経年は 35.4 年であることから，点検から安全確率が 72% 程度に低下するまでの期間は 2.9 年と推定できる。一方，劣化要因が外的塩害の場合は，安全確率 98% に相当する経年は 2.64 年，安全確率 72% に相当する経年は 2.89 年であることから，点検から安全確率が 72% 程度に低下するまでの期間はきわめて短い 0.25 年と推定される。この推定される経年を勘案すると，変状箇所の点検後の維持管理方針としては，劣化要因が中性化の場合は点検強化で対応する選択もあり得るが，劣化要因が外的塩害の場合は点検強化よりも緊急補修が必要であると考えられる。このように，点

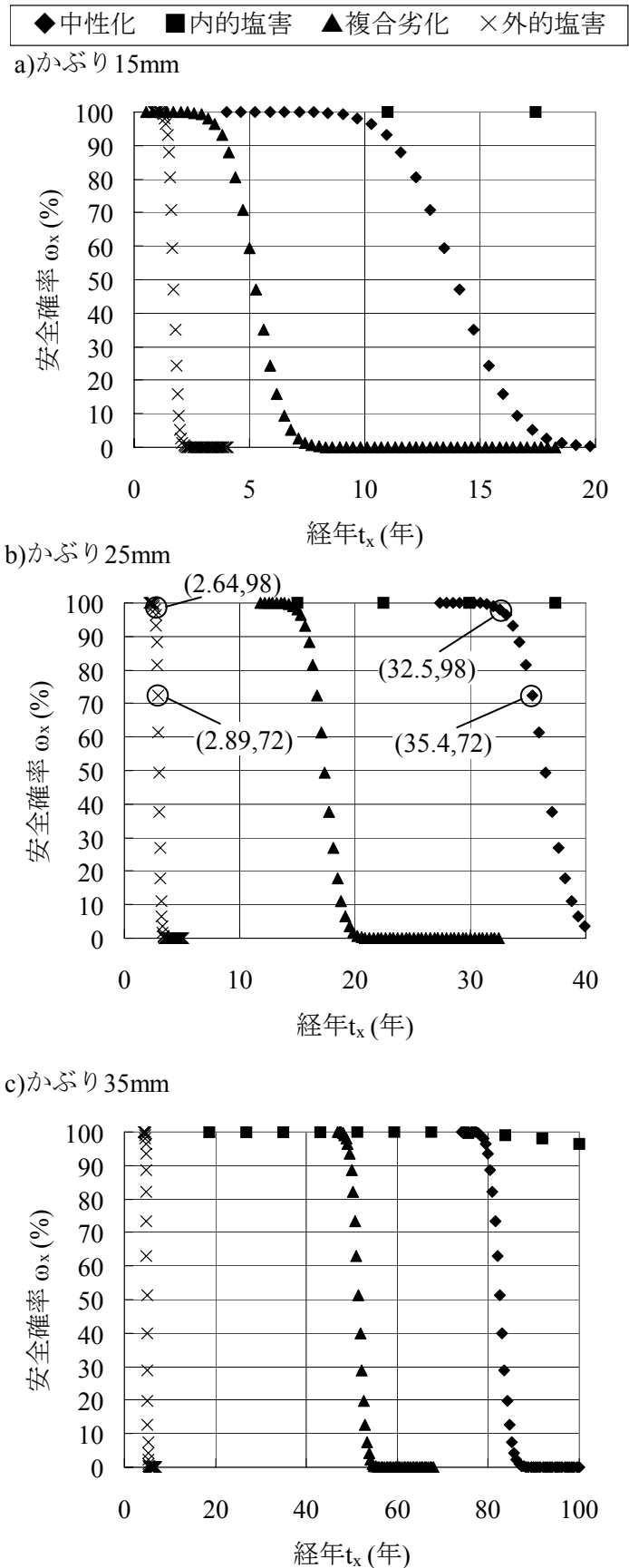


図 6.6.3 かぶりごとの経年と安全確率の関係

検後の維持管理方針の策定には、点検の際にその構造物の劣化原因を正確に診断しておく必要があり、剥離ひび割れ予測を行って次の点検日や補修時期を決めておく必要がある。

3) 今回のシミュレーション諸元による維持管理方針の策定

シミュレーション結果を詳細に検討し、今回設定した構造物諸元の維持管理方針を策定するために、算出された経年を経過日数に換算(×365 日)した。各安全率に対応する経過日数を表 6.6.2 に示す。この表において、安全確率 100%の経過日数は、鉄筋腐食が開始するまでの経過日数を示し、安全確率 98%の経過日数は軸方向ひび割れ幅が 0.05mm となった時点の経過日数を示す。

ひび割れ幅が 0.05mm となる経過日数(安全確率 98%)を劣化要因ごとに見ると、外的塩害、複合劣化、中性化、内的塩害の順序となった。これは、主に腐食速度の大きさによるものであり、2) でも述べたように初期塩化物イオン量が多くなれば、順序は変る可能性がある。

表 6.6.2 を用いると、今回のシミュレーション諸元の構造物において、環境条件などから劣化要因を把握できれば、鉄筋腐食によるひび割れの幅が 0.05mm となる経過日数を予想することができる。この時点の点検においては、ひび割れ幅が 0.05mm と小さいことや、安全確率が 98%であることから、遠方からの肉眼目視ではなく、至近目視および打音検査等を用いて、入念に点検する必要がある。例えば、劣化要因が複合劣化でかぶりが 25mm であれば、 $5460 \div 365 = 15.0$ 年であることから、建設から約 15 年前後に、第三者損傷防止を主眼とした詳細な点検を行うことが望ましい。

表 6.6.2 安全確率低下の経過日数

安全 確率 (%)	中性化			内的塩害			複合劣化			外的塩害		
	C=15 (日)	C=25 (日)	C=35 (日)	C=15 (日)	C=25 (日)	C=35 (日)	C=15 (日)	C=25 (日)	C=35 (日)	C=15 (日)	C=25 (日)	C=35 (日)
100	1064	9579	26609	0	0	0	0	0	0	277	768	1506
98	3531	11867	28774	25026	29973	33561	1170	5460	17803	488	964	1691
95	3868	12180	29071	28453	34076	38155	1330	5652	18018	517	991	1716
90	4138	12431	29307	31190	37354	41824	1458	5805	18189	540	1012	1737
85	4320	12599	29467	33037	39566	44301	1545	5908	18305	556	1027	1750
80	4465	12734	29594	34506	41324	46269	1613	5990	18397	568	1038	1761
75	4589	12849	29703	35767	42834	47959	1672	6061	18476	579	1048	1771
70	4701	12952	29801	36899	44189	49476	1725	6124	18547	588	1057	1779
65	4804	13048	29892	37949	45446	50883	1774	6183	18613	597	1065	1787
60	4902	13139	29978	38945	46638	52218	1821	6239	18675	606	1073	1794
55	4997	13227	30061	39908	47792	53509	1866	6293	18735	614	1081	1801
50	5091	13314	30143	40857	48928	54781	1910	6346	18795	622	1088	1808

※ C：かぶり(mm)

かぶりについて言えば、かぶりが大きくなるほど安全確率 98%となる経過日数は大きくなっている。これは、構造物のかぶりが大きければ、劣化要因が存在してもその構造物の表面に浮きやひび割れなどの変状が出にくいことを示している。劣化要因が中性化でかぶり 35mm であれば、 $28774 \div 365 = 78.8$ 年と算出され、仮にこの構造物の供用予定年数が 50 年であれば、第三者損傷防止を目的とした点検は建設直後に入念に行っておけば、その後の 50 年間は遠方目視等の軽微な定期点検で十分であると考えられる。

安全確率 98%となる経過日数からの安全確率の低下を見ると、劣化要因によって異なり、今回の諸元の範囲では、外的塩害が最も早く、内的塩害が最も遅い。1)でも述べたように、腐食速度によっては、安全確率の相補である変状面積率は、短期間で進む恐れが有ることから、安全確率 98%となった時点からは、第三者損傷防止のために、補修や定期点検の間隔を短くする点検強化を行うなど、何らかの対策が必要であろう。特に、安全確率の低下速度が大きな外的塩害を考えると、かぶり 25mm の構造物において、安全確率 98%から安全確率 50%に低下する経過日数は $1088 - 964 = 124$ 日であり、わずか 4 ヶ月程度であることから、第三者損傷防止には点検強化よりも緊急補修が望ましいと考えられる。

維持管理者が第三者損傷に関して目標とする安全確率を設定した場合は、今回提案した剥離ひび割れ予測手法を適用して維持管理のシナリオを策定できる。例えば、その構造物の安全確率を 70%と設定した場合は、安全確率が 70%となるまでの点検のシナリオを描く。例として、その構造物のかぶりが 25mm であり、劣化要因が複合劣化であると診断される場合を考える。建設時点から安全確率 98%になるまでの期間($5460 \div 365 = 15.0$ 年間)は、第三者損傷の可能性が低いので、主機能である安全性能や使用性能に関する定期点検を主に行う。安全確率が 98%に到達したと考えられる時点から安全確率が 95%となる時点までは、 $5652 - 5460 = 192$ 日であることから、概ね半年に一度、主機能の検査を目的とした点検以外に、第三者損傷防止のための詳細点検を行う。安全確率 95%から 90%に低下する経過日数は、 $5805 - 5652 = 153$ 日であるから、詳細点検の間隔を半年に一度から 5 ヶ月に一度に変更し、点検強化することが望ましい。90%から 85%に低下する経過日数は、 $5908 - 5805 = 103$ 日であるため、さらに点検を強化し、以降は詳細点検期間を 3 ヶ月に 1 回とする。この点検周期を続け、かぶりコンクリートの変状面積率が 30%(安全確率 70%)となった時点で、電気防食工法や、全断面修復工法など、劣化防止の抜本的対策を施す。このように、上記で示した安全確率と経過日数を利用して、その構造物の維持管理のシナリオを描くことができる。

6. 7 剥離ひび割れ予測曲線の修正

6. 7. 1 剥離ひび割れ予測曲線に影響を与える因子

本論で提案する剥離ひび割れ予測手法は、一度の詳細点検から、劣化予測を行うことができる特徴がある。すなわち、一つの構造物に対して複数回の点検結果が存在する場合は、それぞれで剥離ひび割れ予測曲線を描くことができる。同様に、一度作成した予測曲線を複数の点検結果で修正することも可能である。

定期点検等でひび割れを発見し、図 6.4.3 に示す腐食ひび割れ幅から剥離ひび割れ予測曲線を求めた場合は、次回以降の点検結果を元に剥離ひび割れ予測曲線を修正することが必要である。今回シミュレーションで使用した設定の中で、安全確率と経年の関係に影響を与える因子として、下記に示す 3 点が考えられる。

- ① 腐食減量推定式
- ② 断面半径減少速度推定式
- ③ 剥離倍率

①については、研究者によって様々な式が提案されている。このため、その構造物に適合した腐食減量推定式を使用することが必要である。経年とともに腐食減量を実測し、減量の予測式を作成しておくことが最も正確で、その構造物に適した手法である。しかし、鉄筋を切断・採取することは困難である。そこで、ひび割れ予測曲線の修正には、最初に用いた腐食減量推定式を補正する、あるいは、剥離ひび割れ予測曲線を描いた際に用いた腐食減量推定式を別のものに変更する処置を施す。

本論で用いた劣化要因毎の経年と断面半径減少量のモデルは、直線モデル⁸⁾である。これは、多くの研究者が個別に研究を行った成果を、安全側に補正した式である。②は①と同様、その構造物によっては、経年に対する断面半径減少量のモデルが適切でない場合もあることから、その構造物に適合したモデルを構築し、適切な断面半径減少速度推定式を使用することが必要である。

剥離倍率は、本論モデル実験におけるデータを用いて算出した。これは、あくまで弾性体を用いた実験結果であり、実際の鉄筋腐食の場合に存在する鉄筋とコンクリートの付着強度特性^{3, 12)}や、腐食生成物がひび割れに侵入する現象²³⁾を無視している。モデル実験は、引き続き、剥離倍率の精度向上や、汎用性向上を目的とし、空洞径を変化させた実験が必要であるが、それに加えて実構造物における剥離倍率を検証することで、モデル実験のデータを補正する取組が必要である。

以上のように、剥離ひび割れ予測曲線を描く際には、その当該箇所に適合する腐食減量推定式、腐食速度式、剥離倍率を用いることが必要である。これらの剥離ひび割れ予測曲線作成に必要なパラメータは現在も発展途上であることから、実構造物に併せて再設定することが必要となる。

また、剥離ひび割れ予測曲線の修正を複数回行うことで、そのひび割れが鉄筋腐食によるものか、それ以外のものかを見分けられる可能性もある。例えば、初期乾燥収縮によるかぶり表面の微細ひび割れは、ある程度経年が経過すると、その幅以上に広がる可能性は少ないと考えられる²⁾。すなわち、安全確率が一定のまま、経年が経過することになるので、点検ごとに剥離ひび割れ予測曲線を修正すると、安全確率の低下傾きが非常に小さくなる。この場合、そのひび割れは鉄筋腐食が原因ではない、あるいは鉄筋の腐食速度が非常に遅いと判断できる可能性もある。この結果、この変状箇所の点検間隔の延伸や、補修時期の先送りなど、

維持管理に関する方針を効率化することも可能である。このように、剥離ひび割れ予測曲線の修正は、将来の維持管理の考え方を修正するうえでも重要である。

6. 7. 2 点検結果を用いた剥離ひび割れ予測曲線の修正方法

上記で示したように、剥離ひび割れ予測曲線には設定方法に今後の課題を残している。本論で用いた剥離ひび割れ予測曲線を描く基本フロー(図 6. 4. 1)を用いて、剥離ひび割れ予測曲線の修正方法の例を以下に示す。今回は、腐食減量推定式に関する修正(6. 7. 1, ①に相当), 断面半径減少量モデルに関する修正(6. 7. 1, ②に相当)を行う。剥離倍率に関する修正は、本論以外に剥離倍率を扱った論文がないため、今回は行わない。

図 6. 7. 1 に剥離ひび割れ予測曲線の修正略図を示す。ある経年(t_1)において、構造物の点検を行った際に、鉄筋腐食によるひび割れ(幅 w_1)が発見され、その

ひび割れの安全確率(ω_1'), 幅 0.05mm の腐食によるひび割れが発生した過去の経年(t_{005-1}), および剥離ひび割れ予測曲線(Curve1)を描いたとする。この点検を 1 回目点検とする。この剥離ひび割れ予測曲線に基づき、2 回目点検の際(t_2)に予想される安全確率(ω_2')と、予想ひび割れ幅(w_2')を算出した。

2 回目点検は、予定通りの期日に行われ、1 回目点検で発見された鉄筋腐食によるひび割れ箇所について、前回と同じ位置でひび割れ幅を測定したところ、予想と異なるひび割れ幅(w_2)を得たとする。

1) 腐食減量推定式の修正

今回は、推定腐食速度は補正せず、推定腐食減量に係数 a を乗じて補正し、剥離ひび割れ予測曲線を修正する手法を示す。

1 回目点検で使用した腐食減量推定式(例えば、式(6.5.1.1)～式(6.5.1.3))を用いて、二回目点検のひび割れ幅(w_2)の推定腐食減量を算出する。ここで、1 回目点検のひび割れ幅から算出される推定腐食減量を W_{loss1} , 2 回目点検のひび割れから算出される推定腐食減量を W_{loss2} とする。

算出された W_{loss1} , W_{loss2} にそれぞれ係数 a を乗じる。 $a \times W_{loss1}$, $a \times W_{loss2}$ から、式(6.3.3.2)を用いて、断面半径減少量(Δr_{1a} , Δr_{2a})を算出する。この時、下記の式が成り立つ。

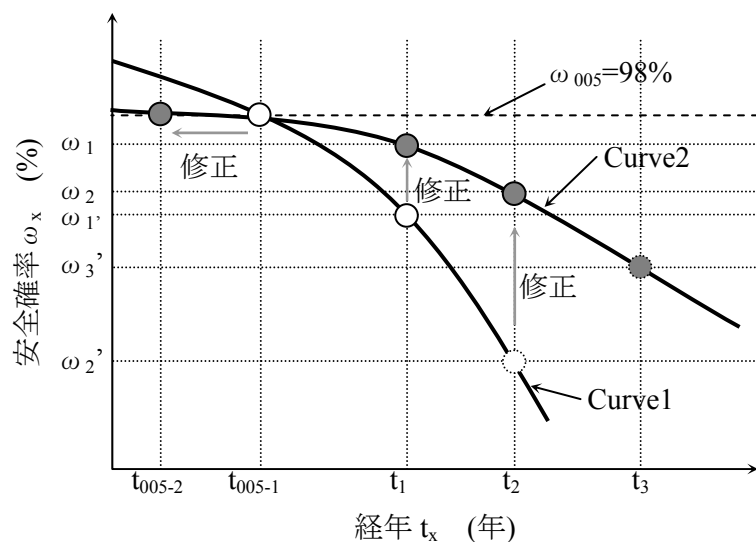


図 6. 7. 1 剥離ひび割れ予測曲線の修正略図

$$t_2 - t_1 = \frac{\Delta r_{2a} - \Delta r_{1a}}{d\Delta r/dt} \quad \text{式(6.7.2.1)}$$

式(6.7.2.1)が成立するように、ゴールシークする手法などを用いて係数 a を定める。算出された係数 a を、図 6.4.1 に示すステップ F で算出される推定腐食減量に乘じ、再度剥離ひび割れ予測フローに則って剥離ひび割れ予測曲線を描くことで、1 回目点検、2 回目点検を加味した剥離ひび割れ予測曲線(Curve2)を描くことができる。修正された剥離ひび割れ予測曲線を用いて、3 回目点検(t_3)の安全確率(ω_3')を予測しておく。

2) 腐食速度推定式の修正

次に、推定腐食速度に係数 b を乗じて補正し、推定腐食減量は補正せず、剥離ひび割れ予測曲線を修正する手法を示す。

6.7.2.1)と同様に、 W_{loss1} 、 W_{loss2} を算出する。算出された W_{loss1} 、 W_{loss2} から、式(6.3.3.2)を用いて、断面半径減少量(Δr_1 、 Δr_2)を算出する。断面半径減少速度推定式は、係数 b を乗じて使用する。この時、下記の式が成り立つ。

$$t_2 - t_1 = \frac{\Delta r_2 - \Delta r_1}{b(d\Delta r/dt)} \quad \text{式(6.7.2.2)}$$

式(6.7.2.2)を解くことで、係数 b が算出される。算出された係数 b を、図 6.4.1 に示すステップ J で設定する推定腐食速度に乘じ、再度剥離ひび割れ予測フローに則って剥離ひび割れ予測曲線を描くことで、1 回目点検、2 回目点検を加味した剥離ひび割れ予測曲線(Curve2)を描くことができる。修正された剥離ひび割れ予測曲線を用いて、3 回目点検(t_3)の安全確率(ω_3')を予測しておく。

6.8 点検結果を用いた予測

宮川はコンクリート構造物の維持管理のシナリオをあらかじめデザインし、ライフサイクルマネジメントから評価することが必要であると指摘している²³⁾。構造物の維持管理とは、維持管理者が行う構造物の供用期間中における点検から補修・補強までの一連の行為を示し、構造物の性能をある一定水準以上に保つことである¹⁾。構造物の性能には、第三者損傷を含む第三者影響度に関する性能が含まれている。このため、第三者損傷防止の取組は、構造物維持管理の重要なシナリオの一つである。

本章で提案した剥離ひび割れ予測曲線は、これまで不明確であった第三者損傷に関する性能低下²⁴⁾を、安全確率を用いて定量的に把握することができる。その構造物の環境条件や使用条件を考慮し、維持管理者が構造物の安全確率の下限値を定めれば、点検計画や第三者損傷対策時期を策定することができる。

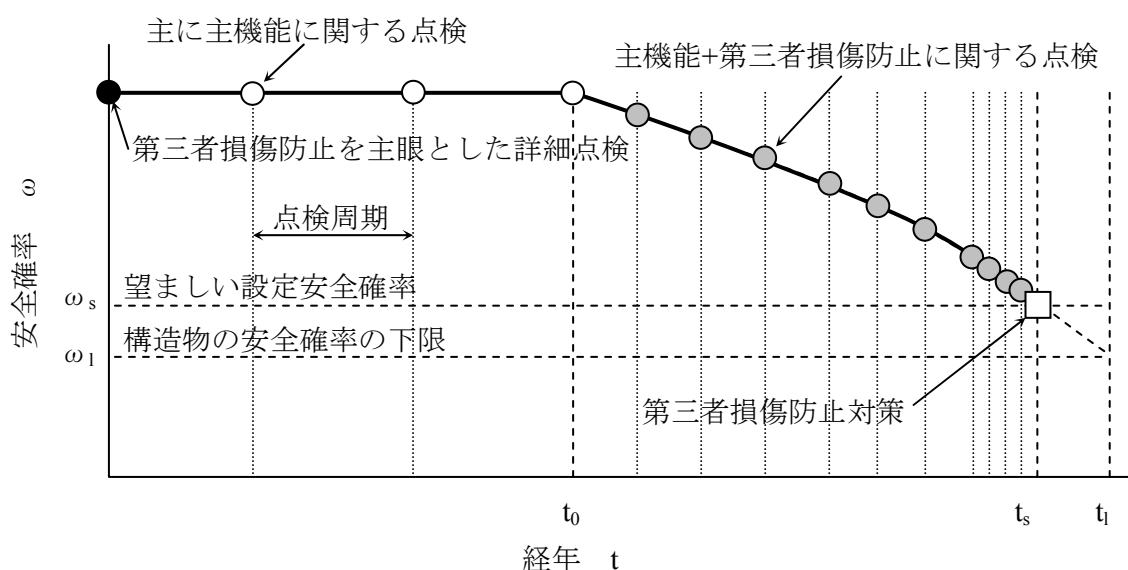


図 6.8.1 維持管理のシナリオ概念図

図 6.8.1 に維持管理のシナリオ概念図を示す．今回は，図の簡略化のため，構造物建設時に行った詳細点検の結果を元に作成した剥離ひび割れ予測曲線を示す．建設竣工時に第三者損傷防止を主眼とした詳細点検を行い，落下の可能性のある初期欠陥にすべて対策を施す．その際，コンクリート構造物の環境条件を再度検討し，その構造物において考えられる劣化要因を抽出しておく．維持管理者は，建設竣工時に，その構造物の安全確率の下限値(ω_l)を設定し，さらに安全側で望ましい設定安全確率(ω_s)を設定しておく．鉄筋腐食の推定開始時期(t_0)までは，安全確率は 100%であるので，主に主機能(安全性能，使用性能)に関する点検を行えばよい．鉄筋腐食が開始すると推定される時期からは，予想される安全確率の低下間隔にあわせて点検周期を設定する．この点検は，主機能の点検に加え，第三者損傷防止に関する点検(たとえば，至近距離点検¹⁰⁾や赤外線カメラによる検査¹²⁾)を行う．図 6.8.1 に示すように，維持管理者が，安全確率が一定値低下した時点で点検を行うと設定した場合は，経年によって点検周期を短縮する必要がある．安全確率が望ましい設定安全確率(t_s, ω_s)に到達した時点で第三者損傷防止対策を施す．今回は，建設竣工時からの維持管理のシナリオを提案したが，点検ごとに剥離ひび割れ予測曲線を修正して用いる場合も基本的に考え方は同一である．

本章では，剥離ひび割れ予測曲線を用いて構造物の第三者損傷の危険性について定量化を図り，点検，補修といった維持管理のシナリオの考え方を提案した．課題として，剥離ひび割れ予測曲線には，腐食減量推定式，腐食速度推定式，剥離倍率など，さらに精度向上が必要なパラメータについても示すことができた．

6.9 本章のまとめ

本章では，3章，4章，5章でのモデル実験，解析結果の検討を踏まえ，日々の点検結果を活用した剥離ひび割れ予測曲線を用いた第三者損傷防止のシナリオの考え方について提案

を行った。

6. 2では、維持管理手法を策定する際には、新設時のシナリオだけでなく、そのシナリオを修正する手法を併せて提案することが重要であることを述べた。6. 3では、維持管理手法策定の前提条件を説明し、対象とする構造部位、破壊形状を説明した。また、本論で扱う剥落の危険性を示す指標、変状面積率の定義を行った。6. 4では、剥離ひび割れ予測曲線算出の基本フローを示し、各ステップについて詳述した。また、腐食ひび割れ幅から剥離ひび割れ予測曲線を求める場合、および変状面積率から剥離ひび割れ予測曲線を求める場合について説明した。6. 5では、剥離ひび割れ予測曲線算出に必要な各種推定式について述べ、特にひび割れ幅から鉄筋の腐食減量を推定する式については、実構造物の変状面積率から検討を行い、適している式の選定を行った。6. 6では、山陽新幹線をモデルとして、各種劣化要因における剥離ひび割れ予測曲線のシミュレーションを行った。また、かぶり、劣化要因の種類が剥離ひび割れ予測曲線に与える影響について考察した。さらに、シミュレーション結果から、この諸元の構造物における点検・補修の考え方について述べた。6. 7では、点検の結果を用いた剥離ひび割れ予測曲線の修正方法について述べた。6. 8では、第三者損傷防止を主眼とした維持管理のシナリオについて考え方を示した。

以下に本章の範囲内で得られた主な結論を示す。

- 1) 第三者損傷防止の維持管理シナリオを策定する際に、構造物新設時にシナリオを策定するだけでなく、日々の点検結果に基づいてシナリオを修正することが重要であることを示した。また、維持管理シナリオを策定する際には、新設時のシナリオだけでなく、シナリオを修正する手法を併せて提案することが必要であることを示した。
- 2) 鉄道高架橋床版部を対象とした場合、鉄筋腐食に伴うひび割れ進展に関しては、鉄筋ごとに独立して検討することができることを示した。
- 3) 本論で定義した安全確率は、経年に対する剥落の危険性を示す指標として適用することができることを示した。
- 4) 変状面積率の定義を行った。また、鉄道高架橋床版部における変状面積率の最大値について検証した。その結果、本論では変状面積率の最大値を100%と設定することとした。
- 5) 剥離ひび割れ予測曲線算出の基本フローを示した。また、腐食ひび割れ幅から剥離ひび割れ予測曲線を算出するフロー、および変状面積率から剥離ひび割れ予測曲線を算出するフローを示した。これらフローを既設構造物、新設構造物において適用する場合、使用するステップについて詳述した。
- 6) 既往の研究と本モデル実験で得られた腐食減量推定式の精度について、実構造物の調査結果に基づき検証を行った。その結果、 Q_i らの式から算出される推定腐食減量がこの実構造物の調査結果に適合することがわかった。
- 7) 剥離ひび割れ予測曲線のシミュレーションを行い、このシミュレーションで設定し

た範囲では、経年と安全確率の関係は、逆 S 字の曲線となることがわかった。

- 8) 逆 S 字曲線の特徴から、変状面積率が小さな段階では、かぶり表面に現れる変状は経年の増加に対してあまり増加しないが、ある経年を過ぎると急激に増大する可能性があることを示した。補修の目安として、安全確率の閾値を 80% と設定した場合は、中性化の場合は鉄筋腐食が開始してから 5～7 年程度、内的塩害の場合は建設時から 95 年程度、複合劣化の場合は中性化残りが 15mm 程度となってから 5 年程度であることを示した。
- 9) シミュレーション結果から、安全確率の観点からかぶりが大きい方が第三者損傷の危険性が小さいことが再確認できた。
- 10) 複合劣化が主な劣化原因である山陽新幹線の補修が開始された時期と、今回のシミュレーションの安全確率が低下する時期を比較したところ、概ね合致し、シミュレーションの有効性が確認できた。
- 11) 逆 S 字曲線の安全確率低下の傾きは腐食速度が大きいほど傾きが大きくなり、鉄筋腐食から変状が顕在化するまでの期間が短いことが明らかとなった。
- 12) 点検の際に発見される変状面積率が同一であっても、劣化原因が異なれば腐食速度が異なり、安全確率の低下傾向も異なるため、点検後の維持管理の策定には、その構造物の劣化原因を正確に診断する必要があることがわかった。
- 13) 剥離ひび割れ予測曲線において、経年を経過日数に変換することで、維持管理のシナリオを描くことができる。
- 14) 腐食減量推定式を、係数を用いて補正する手法と、断面半径減少速度式を、係数を用いて補正する手法を示し、この補正手法に基づいて、点検結果に基づく剥離ひび割れ予測曲線の修正方法について示した。
- 15) 安全確率を用いて、維持管理者が定める点検周期や第三者損傷防止対策時期の考え方を示した。

6. 10 本章の参考文献

- 1) 土木学会コンクリート委員会：コンクリート標準示方書[維持管理編]，土木学会，2001. 1.
- 2) 日本コンクリート工学協会：コンクリート診断技術'01 基礎編，日本コンクリート工学協会，2001. 3.
- 3) 日本コンクリート工学協会：コンクリート構造物のリハビリテーション研究委員会報告書，日本コンクリート工学協会，1988. 10.
- 4) 日本コンクリート工学協会：コンクリート構造物の構造・耐久設計境界問題研究委員会報告書，日本コンクリート工学協会，1988. 7.
- 5) 荒木 弘祐・服部 篤史・宮川 豊章：鉄筋の腐食膨張によるかぶりコンクリート剥落現象とその予測，土木学会論文集，No.802/V-69，209-221，2005. 11.

- 6) 土木学会コンクリート委員会：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]，土木学会，2002.
- 7) 石橋 忠良・古谷 時春・浜崎 直行・鈴木 博人：高架橋等からのコンクリート片剥落に関する調査研究，土木学会論文集，No.711/V-56，125-134，2002. 8.
- 8) 鳥取 誠一：鉄筋腐食に関する暴露試験等に基づいたコンクリート構造物の劣化予測，京都大学大学院博士論文，2003. 3.
- 9) S.チモシェンコ：材料力学下巻，昭和 37 年
- 10) 西日本旅客鉄道株式会社：コンクリート構造物補修の手引き，西日本旅客鉄道株式会社鉄道本部施設部土木課技術基準，2005. 11.
- 11) 西日本旅客鉄道株式会社：赤外線カメラによる高架橋コンクリート剥離検知運用版マニュアル，西日本旅客鉄道株式会社鉄道本部技術部(施設技術)，平成 13 年. 3 月.
- 12) コンクリート構造物の長期性能照査支援モデル研究委員会：コンクリート構造物の長期性能照査支援モデルに関するシンポジウム，日本コンクリート工学協会，2004. 10.
- 13) Qi Lukuan・関 博：鉄筋腐食によるコンクリートひび割れ発生状況及びひび割れ幅に関する研究，土木学会論文集，No.669/V-50，161-171，2001. 2.
- 14) 田森 清美・丸山 久一・小田川 昌史・橋本 親典：鉄筋の発錆によるコンクリートのひび割れ性状に関する基礎研究，コンクリート工学年次論文集，10-2，1988.
- 15) 土木学会：コンクリート標準示方書[維持管理編]に準拠した維持管理マニュアル(その 1)および関連資料，社団法人 土木学会，2004. 11.
- 16) 野村 倫一・村田 一郎・中村 圭二郎・松田 好史：経年劣化した鉄道ラーメン高架橋の詳細調査，コンクリート構造物の補修，補強，アップグレードシンポジウム論文集(第 2 巻)，日本材料学会，309-314，2002.
- 17) 荒木弘祐：複合劣化した鉄道ラーメン高架橋の調査，コンクリート診断士研修会報告書，日本コンクリート工学協会，2005.
- 18) 土木学会コンクリート委員会：コンクリート標準示方書[施工編]，土木学会，2002.
- 19) 北後 征雄：鉄筋コンクリート鉄道構造物の鉄筋腐食に関する実証的研究，京都大学大学院博士論文，2000. 11.
- 20) 笹渕 優樹・榊田 佳寛・中村 成春：塩化物を含んだコンクリート中の鉄筋腐食速度に関する暴露実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.20，No.1，1998.
- 21) 荒巻 智・垣尾 徹：山陽新幹線コンクリート構造物の総合診断結果，複合劣化コンクリート構造物の評価と維持管理計画に関するシンポジウム論文集，コンクリート工学協会，79-82，2001.
- 22) 佐々木 孝彦：コンクリート構造物の鉄筋腐食による劣化の診断と補修に関する研究，大阪市立大学大学院博士論文，2005. 8.
- 23) 宮川 豊章：リハビリテーションのすすめーコンクリート構造物のシナリオ・デザインー，コンクリート工学，Vol.36，No.7，4-5，1998. 7.
- 24) 複合劣化コンクリート構造物の評価と維持管理計画研究委員会：複合劣化コンクリー

- ト構造物の評価と維持管理計画研究委員会報告書，日本コンクリート工学協会，2001. 5.
- 25) 堤 知明・中川 貴之：鉄筋腐食膨張による内部変状，コンクリート構造物の内部変状と補修・補強技術，日本材料学会，2005. 10.
- 26) (財)国土開発技術研究センター建築物耐久性向上技術普及委員会：建築物の耐久性向上技術シリーズ 建築構造編Ⅰ 鉄筋コンクリート造建築物の耐久性向上技術，建設大臣官房技術調査室，1986. 6.
- 27) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の耐久設計施工指針(案)・同解説，日本建築学会，2004. 3.

第7章 本論の結論と提言，および今後の課題

7. 1 本論の結論

本論は，2章で示した既往の研究の課題を受けて，3章において鉄筋腐食膨張圧のモデル化手法の開発に取り組んだ．3章で得られた所見に基づき，4章では鉄道高架橋床版部の鉄筋腐食を模擬したモデル実験を行った．5章では，4章の実験結果で見られた鉄筋腐食長さが変化することによって生じる腐食ひび割れ発生時の内圧，半径変化量の違い(三次元効果)とその応用に関する研究について述べた．6章では，4章，5章で得られた所見を元に，第三者損傷防止に向けた維持管理手法の策定について述べた．

以下に各章で得られた所見のうち，主な結論を示す．

3章の主な結論は下記の通りである．

- 1) 腐食膨張圧のモデル化手法として，破碎材方式，油圧方式，弾性体方式の三種類について検討した．その結果，測定データの有用性，測定時間の観点から，弾性体方式が優れていることがわかった．
- 2) 弾性体方式を用いて実験を行った場合，得られる鉛直変位と鉛直荷重から半径変化量，内圧に換算する手法を導出した．半径変化量(dr_3)，内圧(pi_3)は下記の式で換算することができる．

$$dr_3 = \frac{v \cdot dL_3 \cdot r_0}{L_0}$$
$$pi_3 = \frac{vE}{v-1} \left(\frac{dL_3}{L_0} - \frac{P}{Er_0^2 \pi} \right)$$

- 3) モデル実験においてひび割れの発生・進展について検討を行った．また，三次元有限要素法プログラムを用いてひび割れの再現性について検討した．その結果，ひび割れ発生・進展は押出し破壊，剥離破壊，割裂破壊の三種類に分類されること，ひび割れの発生は，正面軸方向のひび割れが先行することが明らかとなった．
- 4) 半径変化量からモデル実験手法の妥当性を検討した．その結果，半径変化量を換算すると，既往の研究から報告されている断面半径減少量，腐食減量と合致しており，モデル化手法の妥当性が示された．

4章の主な結論は下記の通りである．

- 1) 二次元弾塑性有限要素法を用いて，腐食膨張圧をモデル化する手法において，変位を与える手法，内圧を与える手法の二つの手法を検討した．解析結果を既往の研究と比較した結果，剥離破壊の再現性に関しては，内圧を与える手法が優れているこ

とが明らかとなった。

- 2) 剥離破壊が発生した供試体のひび割れ発生順序は、いずれも軸方向ひび割れが先行し、続いて剥離ひび割れが発生する順序であった。
- 3) 剥離ひび割れ観測点の半径変化量と 0.05 到達点の半径変化量について、その差と倍率を検討した。この倍率を剥離倍率と定義し、整理した結果、平均値 1.63、標準偏差 0.30 を得た。すなわち、0.05 到達点の半径変化量に剥離倍率を乗じることで、剥離ひび割れが発生する時の半径変化量を推定できる可能性が示された。
- 4) 剥離倍率の平均値と標準偏差を確率統計的に処理し、ある設定した剥離倍率以上で剥離ひび割れが発生する確率を安全確率と定義した。

5章で得られた主な結論は下記の通りである。

- 1) 三次元弾塑性有限要素法解析において、半径変化量と内圧の関係は空洞内壁の引張応力が引張強度となるまでは導入長さに関係なくほぼ同一であり、三次元効果はほとんど発生していないと考えられる。
- 2) 三次元弾塑性有限要素法解析において、空洞内壁の引張応力が引張強度を超えた時点から導入長さによる半径変化量と内圧の関係に違いが見られ始め、三次元効果が発生していることがわかった。
- 3) 半径変化量が 0.025mm を越えると、いずれの導入長さにおいても内圧はほとんど上昇せず、傾きが極めて小さい直線関係となることが分かった。
- 4) 解析上の最大内圧(p_{i1})を半径変化量が 0.1mm となった時点の内圧と定義した。また、最大内圧とモデルの軸方向長さを導入長さで除した係数(800/L)の関係を整理すると、指数関数近似式で表現することで、良い相関性が得られることが分かった。
- 5) モデル実験で得られた平均最大内圧($\overline{p_{i2}}$)を供試体軸方向長さを導入長さで除した係数(400/2L)で整理した。また、最大内圧のばらつきは、変動係数から判断すれば、主に母材コンクリートの引張強度に起因するばらつきであると推定された。
- 6) 重複確率 95%となる導入長さは、腐食長さによる三次元効果を見捨てる導入長さであると定義した。また、モデル実験から得られた最大内圧の近似式から、三次元効果を見捨てる導入長さを算出した。その結果、本実験の諸元の場合、腐食長さに相当する導入長さ 174mm 以上であれば、三次元効果を見捨てることが明らかとなった。

6章で得られた主な結論は下記の通りである。

- 1) 第三者損傷防止の維持管理シナリオを策定する際に、構造物新設時にシナリオを策定するだけでなく、日々の点検結果に基づいてシナリオを修正することが重要であることを示した。また、維持管理シナリオを策定する際には、新設時のシナリオだけでなく、シナリオを修正する手法を併せて提案することが必要であることを示し

た。

- 2) 剥離ひび割れ予測曲線算出の基本フローを示した。また、腐食ひび割れ幅から剥離ひび割れ予測曲線を算出するフロー、および変状面積率から剥離ひび割れ予測曲線を算出するフローを示した。これらフローを既設構造物、新設構造物において適用する場合、使用するステップについて詳述した。
- 3) 既往の研究と本モデル実験で得られた腐食減量推定式の精度について、実構造物の調査結果に基づき検証を行った。その結果、 Q_i らの式から算出される推定腐食減量がこの実構造物の調査結果に適合することがわかった。
- 4) 剥離ひび割れ予測曲線のシミュレーションを行い、このシミュレーションで設定した範囲では、経年と安全確率の関係は、逆 S 字の曲線となることがわかった。
- 5) 逆 S 字曲線の特性から、変状面積率が小さな段階では、かぶり表面に現れる変状は経年の増加に対してあまり増加しないが、ある経年を過ぎると急激に増大する可能性があることを示した。補修の目安として、安全確率の閾値を 80%と設定した場合は、中性化の場合は鉄筋腐食が開始してから 5～7 年程度、内的塩害の場合は建設時から 95 年程度、複合劣化の場合は中性化残りが 15mm 程度となってから 5 年程度であることを示した。
- 6) 複合劣化が主な劣化原因である山陽新幹線の補修が開始された時期と、今回のシミュレーションの安全確率が低下する時期を比較したところ、概ね合致し、シミュレーションの有効性が確認できた。
- 7) 逆 S 字曲線の安全確率低下の傾きは腐食速度が大きいほど傾きが大きくなり、鉄筋腐食から変状が顕在化するまでの期間が短いことが明らかとなった。
- 8) 剥離ひび割れ予測曲線において、経年を経過日数に変換することで、維持管理のシナリオを描くことができる。
- 9) 腐食減量推定式を、係数を用いて補正する手法と、断面半径減少速度式を、係数を用いて補正する手法を示し、この補正手法に基づいて、点検結果に基づく剥離ひび割れ予測曲線の修正方法について示した。

7. 2 提言

維持管理標準¹⁾では、「構造物の供用期間において、構造物の性能を要求された水準以上に保持するためのすべての技術行為」と維持管理を定義している。また、構造物の性能とは、「安全性能、使用性能、第三者影響度に関する性能、美観・景観、および耐久性」と定義している。すなわち、維持管理とは、詳細な点検によって、その構造物が現在保持しているすべての性能を正確に把握するとともに、将来、定義された性能の一つでも欠けることのないよう劣化を予測し、現在において取り得る最善の策をその構造物に施すこと、すなわちマネジメントが重要であると言える。

2 章や 6. 1 でも説明したように、コンクリート構造物の劣化に対して、これまでの研究は上記に示した安全性能、使用性能の低下に主眼が置かれていた。無論、構造物の主機能で

ある安全性能、使用性能について現在の状況を把握し、将来の予測を行うことは維持管理するうえで、最も大事なことである。

既往の研究をまとめた鳥取の論文²⁾では、実構造物において部材の曲げ耐力が鉄筋腐食により問題となるのは、鉄筋断面積が 14%~28%程度減少した時点であると報告している。6章の山陽新幹線の床版部をモデルとしたシミュレーションで言えば、この鉄筋断面積の減少は鉄筋径 20mm の鉄筋の断面半径が 0.7mm~1.5mm 減少した場合に相当する。例えば、最も腐食速度が大きかった外的塩害の場合を考えると、建設から 21 年~50 年でこの断面減少量に到達することになる。さらに、最も腐食速度が小さかった内的塩害の場合では、この断面半径減少量に相当する経年は 956 年~2049 年と極めて大きな経年となった。表 6.7.2 を見ると、外的塩害で安全確率が 50%まで低下する日数はかぶり 35mm で 1808 日であり、経年にすると約 5 年となる。この結果を見ると、曲げ耐力が問題となる経年よりかなり以前に第三者損傷が問題となる経年となることがわかる。

佐藤ら³⁾は、せん断補強筋が腐食した場合の曲げ載荷試験を行い、鉛直変位量と荷重の関係を報告している。載荷はせん断補強筋の重量減少率が 5.90%(加速期後期に相当)、11.9%(劣化期に相当)となった時点で行っている。得られた鉛直変位と荷重の関係をみると、どの供試体においても降伏点までは概ね同一の関係となり、降伏点以降は鉄筋腐食を施した供試体が終局を早く迎える傾向が明らかになっている。せん断補強筋が腐食することで、曲げ耐荷力が向上する報告もあることから、安全係数を持っている実構造物で考えた場合は、地震時を除く通常の載荷状態においては、せん断補強筋の腐食が構造物の曲げ耐力に与える影響は大きくないと考えられる。

また、青山ら⁴⁾は主鉄筋の腐食が相当すすみ、鉄筋の付着強度が消失した場合(アンボンド状態)をモデル化し、載荷試験を行っている。この結果も佐藤らの結果と同様、降伏点まではほぼ同一で、降伏点以降は付着強度を低下させた供試体が早く終局を迎える結果となっている。設計耐力に関して余裕が大きい実構造物においては、付着強度に関しても、せん断補強筋の腐食と同様、構造物の曲げ耐力に与える影響は小さいと考えられる。

以上のように、これまでの研究の範囲では鉄筋腐食が相当進んだ場合に構造物の耐荷力の低下が考えられるが、第三者損傷が問題となる鉄筋腐食が小さな時点においては構造的耐荷力の低下は無視し得ることがわかる。すなわち、これまでの研究の範囲では、安全性能の低下が問題となる経年よりも、第三者損傷が問題となる経年の方が小さく、維持管理で問題となる性能低下としては第三者影響度が先行すると考えられる。

北後⁵⁾は、第三者影響度を主眼にして維持管理を行うことで、結果として安全性能や使用性能を維持することにもつながると報告している。本論で紹介した剥離ひび割れ予測曲線や、その安全確率の低下開始時期を考慮すれば、安全性能が問題となる以前に第三者損傷が問題となり、補修時期の考え方は北後の報告とも一致する。このため、第三者損傷防止を主眼とした点検の計画を定め、また補修の時期を予測しておくことで、第三者影響度のみならず、安全性能確保もできると考えられる。

また、大津は⁶⁾社会インフラの一つである高速道路に関連する構造物が破損した場合につ

いて、復旧費や道路閉鎖期間の営業損失を代表とする事業者側の損失(事業者損失)と、閉鎖期間における営業機会の損失や道路閉鎖機関の迂回・走行時間損失を代表とする利用者の損失(利用者損失)に対して、損失評価モデルを提案している。この中で、道路斜面崩壊に伴う損失評価事例を紹介しているが、この結果は、事業者損失よりも利用者損失の方がはるかに大きく、損失評価モデルでは利用者損失が支配的になると報告している。さらに、このような公共性の強い構造物においては、事業者損失のみならず利用者の損失を考慮し、社会全体としての損失を考慮することが必要であると指摘している。コンクリート構造物からの剥落による第三者損傷に関して言えば、第三者損傷が懸念されることにより、高架下の使用制限が制限されることや、構造物劣化に対する不安が招く健康被害や迂回などは利用者損失にあたる。また、これら利用者損失が招く風評被害は、さらに大きな利用者損失を引き起こすだけでなく、延いては過剰な補修、補強対策工事が必要となり、将来的に大きな事業者の負担にもなることも懸念される。ここから、本論で述べたような性能低下が先行する第三者損傷の予測シナリオが必要であり、維持管理にあたっては、点検・補修に必要な事業者の負担だけでなく、その構造物が周囲に与える影響(第三者影響度)についても十分配慮することが社会インフラに携わる維持管理者の使命であると考えられる。

本論は、第三者損傷防止のシナリオ策定について述べた。この中で、このシナリオ策定に必要な腐食減量や腐食速度と言った因子は、実構造物固有の数値を使用することが重要で、実構造物から得られた因子を用いたシナリオは最も精度が高いことを述べた。これらの因子は、構造物の継続的な詳細点検結果から得られるものである。ここから、日々の点検を詳細に行うことが重要であり、かつその点検結果を蓄積して将来の予測を行うことが、機能低下が先行すると考えられる第三者損傷防止の観点のみならず、安全性能・使用性能の維持に関しても、必要不可欠であると考えられる。1999年～2000年にかけて西日本旅客鉄道株式会社が山陽新幹線全線を対象に行った総合診断は、まさに構造物の詳細点検であり、今後の山陽新幹線の維持管理をする上で非常に重要な意味を持つものである。点検は詳細に行うだけでなく、継続して行うことが必要である。将来、第二回総合診断を行うことによって、さらに精度の高い維持管理のシナリオを策定することが可能になるだろう。

コンクリート構造物の耐荷力低下は鉄筋が腐食することによって生じる。また、第三者損傷も鉄筋が腐食することによって生じる。すなわち、日々の継続した詳細点検によって、鉄筋の腐食を把握し、予測し、適切な時期に補修を行うことで鉄筋腐食を停止させることが、性能低下が先行する第三者影響度にとっても、安全性能の低下にとっても有効であるといえよう。また、第三者損傷が引き起こす利用者・事業者損失の観点からも、第三者損傷の予測とその防止は維持管理のシナリオにおいて重要な因子であると考えられる。

7. 3 今後の課題

本論で得られた所見の中から、今後の課題について下記に記す。

- 1) 本論で用いた弾性体を用いた腐食膨張圧のモデル化手法では、既往の研究から報告

されている腐食減量との整合性が明確とならなかった。これは、ひび割れ発生時の腐食減量が研究者によって異なるためであり、比較が難しいことによる。今後、モデル化手法の更なる発展とともに、実際の鉄筋腐食で生じる剥離ひび割れの特徴を把握し、モデル実験から得られる値の補正方法について検証が必要である。

- 2) 有限要素法における鉄筋腐食のモデル化手法について、変位入力と内圧入力の二つの手法を検討し、二つの手法の中では内圧入力の方が優れていることを示した。しかし、このモデル化手法では考慮していない腐食生成物の機械的物性値やコンクリートと鉄筋の付着強度特性など、有限要素法の精度向上には今後とも課題を残している。
- 3) 鉄道高架橋床版部を模擬し、鉄筋径に相当する空洞径 20mm の実験を行った。今後は、空洞径を変化させて実験を行い、空洞径をパラメータとした剥離倍率や最大内圧推定式など、汎用性向上に努める必要がある。
- 4) 本論では、鉄筋腐食に伴うひび割れが、鉄筋ごとに独立して進展すると考えられる場合のシミュレーションを行った。今後、鉄筋間を連結して大規模に剥離ひび割れが発生する場合のひび割れ進展メカニズムや、腐食減量、剥離倍率の検討が必要であり、剥離ひび割れ予測曲線の汎用性向上が必要である。
- 5) 第三者損傷防止に向けて、剥離ひび割れ予測曲線の算出手法について提案し、これを検証した。剥離ひび割れ予測曲線に変化を与えるパラメータとして①腐食減量推定式、②断面半径減少速度推定式、③剥離倍率をあげた。実構造物から得られる場合を除き、この3つのパラメータはそれぞれが精度に課題を持っていると考えられるため、今後とも研究が必要である。

7. 4 本章の参考文献

- 1) 土木学会コンクリート委員会：コンクリート標準示方書[維持管理編]，土木学会，2001. 1.
- 2) 鳥取 誠一：鉄筋腐食に関する暴露試験等に基づいたコンクリート構造物の劣化予測，京都大学大学院博士論文，2003. 3.
- 3) 佐藤 吉孝・山本 貴士・服部 篤史・宮川 豊章：鉄筋腐食の生じた RC 部材のせん断耐荷特性の検討，コンクリート構造物の補修，補強，アップグレードシンポジウム論文集(第4巻)，日本材料学会，33-38，2004.
- 4) 青山 敏幸・下村 匠・丸山 久一：塩害により鉄筋が腐食した RC 部材の曲げ性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.20，No.2，883-887，1998. 6.
- 5) 北後 征雄：鉄筋コンクリート鉄道構造物の鉄筋腐食に関する実証的研究，京都大学大学院博士論文，2000. 11.
- 6) 大津 宏康：アセットマネジメント概論(2)，Summer School 2005 建設マネジメントを考える，建設マネジメント勉強会，2005. 8.

謝 辞

本論文は、平成15年度から17年度の3年間、大学留学中の筆者らが京都大学大学院構造材料学研究室において行った実験結果を鑑み、実構造物における維持管理のシナリオについて検討した成果をまとめたものであります。研究に際し、多くの方々から貴重なご指導、ご助言、ご支援を賜りました。

最初に、京都大学大学院教授 宮川豊章先生には、研究室に暖かく迎え入れていただき、本研究のきっかけを与えていただくとともに、研究の方向性を見失いかけた際には大変貴重なご助言、ご支援をいただきました。また、研究を通じて、若輩者の私に技術者倫理や人生哲学に至るまで多大なるご指導とご鞭撻を賜りました。ここに、衷心より御礼申し上げます。また、本論文に対して、ご指導ならびにご助言を賜りました京都大学大学院教授 朝倉俊弘先生、および京都大学大学院教授 大津宏康先生に深くお礼申し上げます。さらに、本研究を始めるに際し、快く送り出して頂いただけでなく、折々の時期に貴重な助言を賜るとともに、本研究の礎となった学部4年生から修士課程卒業まで3年間、ご指導いただきました早稲田大学大学院教授 関博先生に心から感謝の意を表します。

また、京都大学大学院助教授 服部篤史先生、京都大学大学院助手 山本貴士先生、ならびに京都大学大学院技官 檜垣義雄氏をはじめとする構造材料学研究室の皆様には、実験から論文作成まで多大なご指導およびご支援をいただきました。ここに、ご負担をおかけしましたことをお詫び申し上げますとともに、深く御礼申し上げます。また、本論文は、同研究室の高谷哲氏、碓本大氏、および石飛泰将氏の研究活動の一端をまとめたものであります。ここに指導者として十分な指導ができなかったことを詫びるとともに、感謝の意を表します。

会社の上司でもあり、同研究室の先輩でもあります西日本旅客鉄道(株)広島支社長 松田好史博士、およびジェイアール西日本コンサルタンツ(株)技師長 北後征雄博士には、研究題材のヒントから、研究の進め方について熱心なご助言とご支援をいただきました。ここに心より感謝の意を表します。また、同研究室の諸先輩方からは、研究に対して激励と貴重なご助言を頂き、心の支えとなりました。ここに、厚く御礼申し上げます。

筆者に本研究を行う機会を与えていただくとともに、多大なご支援をいただきました西日本旅客鉄道(株)東京本部副本部長 東憲昭氏、同社岡山支社長 丸山俊氏、同社施設部長 西田哲郎氏に厚く御礼申し上げます。さらに、研究機会を与えていただき、公私にわたり叱咤激励をしていただきました西日本旅客鉄道(株)施設部担当部長 中村圭二郎氏、同社土木課長 垣尾徹氏、同社土木課担当課長 村田一郎氏に心から感謝の意を表します。また、在学中に多大なご負担をお掛けした西日本旅客鉄道(株)施設部土木課の皆様にも、お詫びと感謝の意を表します。

最後になりましたが、筆者を心身両面で支えてくれた我が伴侶の久美、わが子香菜絵、および何一つ孝行らしいことをしていない筆者を、暖かく見守り続けてくれた両親に心からの感謝を捧げます。